

Schalungsdruck des Betons und Porenwasserdruck

Von Dr. techn. Rolf Schjöd, Oslo

DK 624.057.5 Schalungen für Bauwerke in Beton

Der Schalungsdruck des frischen Betons hängt von vielen verschiedenen Faktoren ab. Zuerst denkt man an Konsistenz, Steiggeschwindigkeit und Erstarrungszeit des Betons, und dann weiter an „Silowirkung“ der Schalung. Diese Faktoren sind es dann, die den vielen Gleichungen, mit denen man den Schalungsdruck rechnen wollte, benutzt worden sind.

Keine von den Gleichungen aber hat allgemeine Anerkennung gefunden, keine hat unter all den verschiedenen Verhältnissen der Praxis stets richtige Ergebnisse gebracht.

Wenn man eine 15 cm dicke Stahlbetonwand mit üblicher Schalung aus Brettern ohne Nut und Feder baut, bleibt der gemessene Schalungsdruck, bei normaler Füllungsgeschwindigkeit, unter 0,80 t/m². Wenn diese Wand jedoch mit dichter Sperrholzalung gemacht wird, sonst aber alles gleich ist, kann man über 0 t/m² messen.

Wie erklärt sich dieser große Unterschied? Die bekannten Gleichungen ergeben doch nur wenig abweichende Werte, herrührend von verschiedenen Reibungskoeffizienten der Schalung.

Die Antwort auf diese Frage gibt die Bodenmechanik. Wie bekannt ist, kann man die Gleichung für den waagerechten Druck einer kohäsionsfreien Masse schreiben:

$$p = (h\gamma - h_w\gamma_0)\lambda_1 + h_w\gamma_0 = h\gamma\lambda_1 + h_w\gamma_0(1 - \lambda_1) \quad (1)$$

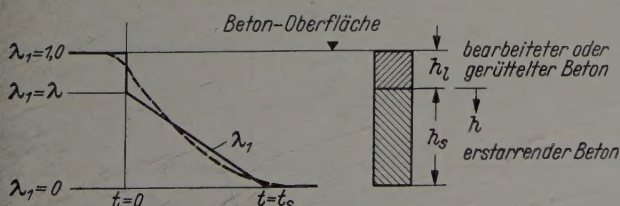
er sind γ und γ_0 die Raumgewichte der Mischung und des Wassers, h die Tiefe unter der Oberfläche und h_w die Höhe des Porenwasserpegels. $\lambda_1 = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$.

Frischer Beton ist eine im wesentlichen kohäsionsfreie lose Masse mit innerer Reibung; die Gl. (1) kann daher angewandt werden. Der Verfasser hat im Norwegischen Institut für Bauforschung Untersuchungen durchgeführt, um die Bedeutung der Kohäsion im Beton zu finden [2]. Es zeigt sich, daß diese für den Schalungsdruck gering

Das Neue hier für die Berechnung des Schalungsdrucks, und einbar für die Betontechnologie überhaupt, ist der Begriff des Porenwasserdruckes. Dieser Begriff, der auch für andere Eigenschaften des Betons von Interesse ist, wird später näher erörtert werden; vorläufig wird nur auf Bild 4 bis 7 hingewiesen. Im Bild 4 ist man, wie der Porenwasserdruck bei dünner Wand und ziemlich dichter Schalung schnell absinkt. An der Meßstelle ist er einmal auf 1,80 m Wassersäule gestiegen, aber sehr schnell wieder gesunken. Bild 5 bis 7 zeigen den ganz anderen Verlauf des Porenwasserdruckes bei dichter Schalung.

Diese Messungen erklären die sehr verschiedenen Schalungsdrücke, gefunden worden sind, und die nicht mit den gewöhnlichen Gleichungen erhalten werden können.

Um aber weiterzukommen, muß die Gl. (1) den besonderen Eigenschaften des Betons angepaßt werden (s. Bild 1).


Bild 1. Veränderlichkeit von λ_1 mit der Zeit

Der frische Beton wird zuerst gerüttelt oder anderswie verdichtet. Während dieser Zeit muß er als Flüssigkeit betrachtet werden, ($\lambda_1 = 1$). Nach und nach kommt der Beton zur Ruhe und muß dann als Masse mit einer gewissen inneren Reibung angesehen werden. Sobald das Erstarren anfängt ($t = 0$), stellt sich der Reibungswinkel φ und damit λ_1 mit der Zeit veränderlich ein; für erstarrten Beton ist $\varphi = 90^\circ$, $\lambda_1 = 0$. Während der Erstarrungszeit wächst natürlich auch die Kohäsion; sie ist aber, wie früher erwähnt, in dem Zeitraum, während dessen der Schalungsdruck am größten ist, noch unbedeutend.

Um die Verhältnisse mathematisch zu erfassen, sollte man eigentlich die Tiefe bis h_l (Bild 1), wo $\varphi = 0$ ist, besonders behandeln. Dies wurde auch in der Verfassers Arbeit [2] getan. (Die Bilder 1 bis 5 und 7 sind früher in „Proceedings ASCE“ veröffentlicht.) Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß dies eine unnötige Verfeinerung ist, und daß der Schalungsdruck mit genügender Genauigkeit ohne Rücksicht auf die Bearbeitungstiefe erfaßt werden kann. Diese wirkt sich nämlich in der Porenwasserhöhe aus und kann dort mitgerechnet werden.

Wir legen (Bild 1) eine Gerade zwischen $\lambda_1 = \lambda$, $t = 0$ und $\lambda_1 = 0$, $t = t_s$, als Annäherung an die wahrscheinliche (gestrichelte) Kurve. Andere Kurven, zum Beispiel eine Sinus-Kurve, geben vielleicht eine bessere Annäherung, aber die Rechnung zeigt, daß der Unterschied der berechneten Drücke, für alle sinnvollen Kurven, klein ist.

Wir schreiben also

$$\lambda_1 = \lambda \left(1 - \frac{h}{h_s}\right) = \lambda \left(1 - \frac{t}{t_s}\right).$$

Hierin ist $h_s = v t_s$ [der Abstand des Aufpunktes von der Oberfläche, wenn der Beton im Aufpunkte gerade erstarrt ist (mit $h_l = 0$) und λ ist der Wert von λ_1 für $t = 0$; v ist die Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung.

Weiter setzen wir $h_w = \chi h$ und können für (1) schreiben:

$$p = \left[(\gamma - \lambda_0\chi)\lambda\left(1 - \frac{h}{h_s}\right) + \gamma_0\chi\right]h. \quad (2)$$

Den Größtwert von p finden wir durch Ableitung von (2):

$$p_m = \frac{1}{4} [\gamma\lambda + \gamma_0\chi(1 - \lambda)] \left(1 + \frac{\chi}{\lambda} \frac{\gamma_0}{\gamma - \gamma_0\chi}\right) h_s. \quad (3)$$

Für $\chi = 0$ und $\lambda = 1$ finden wir $p_m = \frac{1}{4} \gamma h_s$, eine Faustformel, die für die Berechnung des Schalungsdruckes viel gebraucht worden ist.

Die Gl. (3) ist gut brauchbar für die Berechnung des Schalungsdruckes, wenn die „Silowirkung“ ohne Bedeutung ist. Um diese Wirkung in Rechnung zu stellen, haben viele Verfasser deren Exponentialgleichung benutzt, ohne zu bemerken, daß diese auf zeitlich gleichbleibendem Reibungswinkel aufbaut und darum hier unbrauchbar ist. Um eine Gleichung für die „Silowirkung“ zu entwickeln, setzen wir (s. Bild 2):

$$dp_0 F = \gamma_1 F dh - p_1 U dh \tan \varphi_1.$$

p_1 ist der waagerechte Druck ohne Porenwasserdruck, $\gamma_1 = \gamma - \lambda_0\chi$, F und U sind Querschnitt und Umrandung des Horizontal-schnittes.

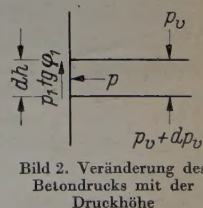


Bild 2. Veränderung des Betondrucks mit der Druckhöhe

Wir setzen $\frac{F}{U} = R$, und finden

$$\frac{dp_v}{dh} = \gamma_1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{R} p_1 = \gamma_1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{R} \cdot \frac{p_1}{p_v} \cdot p_v. \tag{4}$$

Janssen und Koenen haben in ihren Aufsätzen [3] [4], auf denen alle späteren Aufsätze über Silodruck aufzubauen scheinen, geschrieben:

$$\frac{p_1}{p_v} = \lambda,$$

also ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen waagrechtem und senkrechtem Druck angenommen. Aus (4) bekommt man dann die bekannte Exponentialgleichung.

Für erstarrenden Beton ist dies offenbar nicht richtig. Wir setzen statt dessen [siehe (1)]:

$$\frac{p_1}{p_v} = \lambda \left(1 - \frac{h}{h_s}\right), \tag{5}$$

und bekommen aus (4)

$$\frac{dF_v}{dh} = \gamma_1 - \frac{a}{h_s} \left(1 - \frac{h}{h_s}\right) p_v, \tag{6}$$

mit $a = \lambda \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{h_s}{R}$.

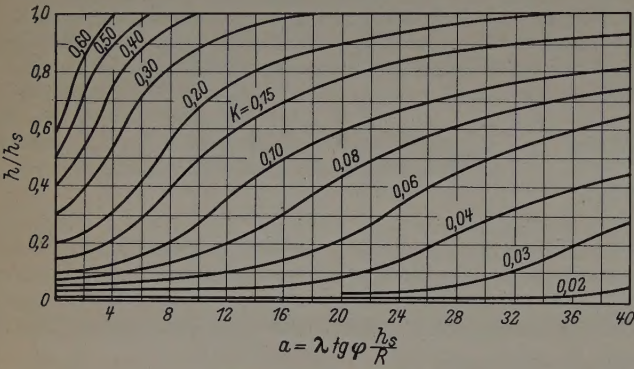


Bild 3. Diagramme für K

Die Lösung von (6) ist

$$p_v = \gamma_1 K h_s, \tag{7}$$

worin $K = e^{\frac{a}{2} \left(1 - \frac{h}{h_s}\right)^2} \int \frac{\sqrt{\frac{a}{2}}}{a} e^{-h^2} dh \cdot \sqrt{\frac{a}{2} \left(1 - \frac{h}{h_s}\right)}$

Der Zahlenwert von K kann aus Bild 3 entnommen werden.

Endlich bekommen wir aus (5) und (7), wenn wir wieder den Porenwasserdruck hinzufügen:

$$p = \gamma_1 \lambda h_s K \left(1 - \frac{h}{h_s}\right) + \gamma_0 h_w. \tag{8}$$

Für die Fälle, in denen (2) und (3) nicht brauchbar sind, gibt (8) den Schalungsdruck.

Wenn man die Veränderung des Schalungsdruckes mit der Zeit, zum Beispiel während Betonierpausen, berechnen will, kann man t/t_s statt h/h_s in Gl. (8) schreiben.

Nach den Gleichungen (2) und (8) erreicht der Schalungsdruck einen Größtwert, sinkt dann ab und erreicht bei $t = t_s$ den Wert 0 (h_w wird später behandelt). Theoretisch muß dies natürlich so sein, denn erstarrter Beton übt keinen Seitendruck aus, ebensowenig wie andere feste Körper.

Auch in der Praxis findet man es in der Regel so, daß sich der Beton beim Erstarren zusammenzieht und

die Schalung etwas nachgibt, so daß man die Schalung nach dem Erstarren spannungsfrei findet.

Aber bei erdfeuchtem Beton, steifer Schalung und großer Betongeschwindigkeit kann es vorkommen, daß die Schalung noch $t = t_s$ etwas unter Spannung steht, weil ihre Nachgiebigkeit nicht genügt hat, um den Druck wieder bis 0 abnehmen zu lassen. In der Theorie ändert dies nichts; es zeigt nur, daß die Schalung durch den Druck „vorgespannt“ wurde und später einen „passiven“ Schalungsdruck am Beton ausübt. Aber auch praktisch hat es im allgemeinen keine Bedeutung, da die Schalung für den Größtdruck bemessen werden muß, der in dem geschilderten Falle nicht verändert wird.

Der Reibungswinkel φ in den obigen Gleichungen liegt im allgemeinen zwischen 20° und 30° , kann aber für erdfeuchten Beton bis auf 35° steigen. φ_1 ist für ungehobelte Schalungsbretter gleich φ und für glattere Schalung gleich $\varphi/2$ bis $\varphi/3$. Für glatte, große Schalung sind Werte bis zu 5° herunter gefunden worden.

Auskünfte über die Erstarrungszeit t_s finden wir bei Öfjörd [1]. Wir sehen, daß die Temperatur und die Zementgüte wichtig sind, daß aber der Wasser-Zement-Wert und die Art und Körnung des Zuschläges wenig Bedeutung haben. Die Zeit t_s , nach der der Beton praktisch erstarrt ist, ist gewöhnlich 4 Stunden für normalbindendes Zement und Temperaturen über 10°C , aber bei 5°C müssen wir schätzungsweise mit 6 Stunden rechnen. Einige Zemente sind langsamer, so daß auch bei gewöhnlichen Temperaturen 5 bis 6 Stunden erreichen kann. Rechnet man bei gewöhnlicher Witterung mit 5 Stunden, ist man im allgemeinen auf der sicheren Seite.

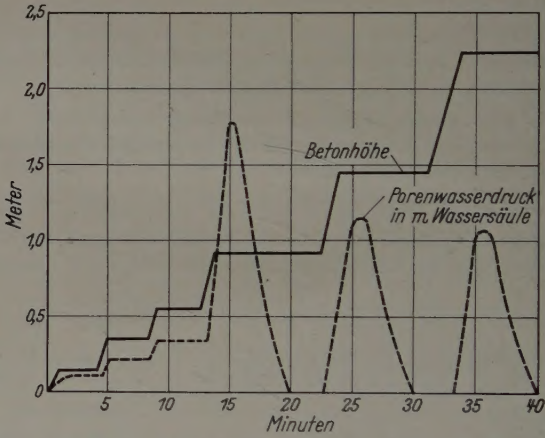


Bild 4. Porenwasserdruck in frischem Beton. 17-cm-Wand, ziemlich undichte Schalung mit senkrechten Brettern ausgeführt. Sehr weicher Beton, nicht gerüttelt

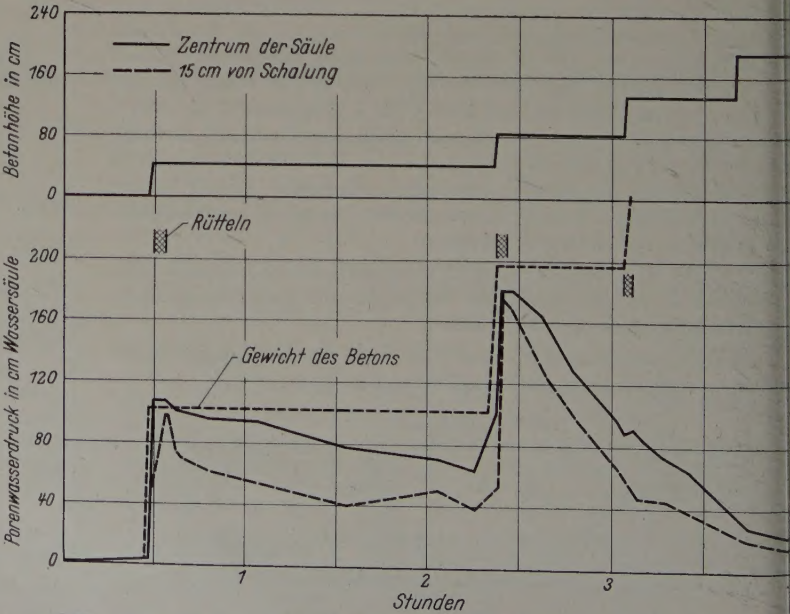


Bild 5. Porenwasserdruck in 100 x 100 cm-Säule. Gerüttelter Beton, B 300, $w/z = 0,5$

Der Porenwasserdruck im frischen Beton ist, soweit es dem Verfasser bekannt ist, bisher nicht gemessen worden. Der Verfasser hat daher mehrere Messungen auf Baustellen und in der Versuchsanstalt durchgeführt; Bild 4 bis 7 geben einige Beispiele von Porenwasserdruckmessungen wieder.

Für dünne Wände und undichte Schalung ohne Nut und Feder zeigen die Messungen, daß der Porenwasserstand nicht über 30 ... 50 cm steigt, auch wenn der Beton sehr naß ist. Dies gilt für nicht gerüttelten Beton. Wenn gerüttelt wird, muß man damit rechnen, daß die oberen 100 ... 120 cm des Betons Flüssigkeitsdruck ausüben, und die entsprechende Druckhöhe als Porenwasserdruck einsetzen.

Wenn die Schalung dichter ausgeführt wird, findet man einen größeren Porenwasserdruck, und zwar sehr abhängig vom Wassergehalt des Betons. Er kann schwanken zwischen $h(1-t/3)$ und $h(1-t)$, mit t in Stunden gemessen, und selbstverständlich mit Gültigkeit nur für $t < 3$ Stunden bzw. 1 Stunde.

Auch hier muß 60 ... 120 cm Betongewicht als Flüssigkeitsdruck zugelegt werden, wenn gerüttelt wird.

Viele Beobachtungen können an den Porenwasser-Kurven gemacht werden. So sehen wir im Bild 5, daß die Rüttelung praktisch keine Wirkung ausübt, wenn der Beton 1,30 m über dem Aufpunkt steht. Bei einer anderen Messung, Bild 6, sind Ausschläge noch bei 1,60 m Höhe gefunden worden. In beiden Fällen ergibt das Rütteln nach ungefähr 3 Stunden keinen Ausschlag mehr.

Interessant ist, daß man bei erdfeuchtem Beton nach einer gewissen Zeit negativen Porenwasserdruck findet, wie man es im Bild 7 sehen kann. Dies steht wahrscheinlich in Zusammenhang mit dem Schrumpfen des Betons beim Erstarren; Messungen, die noch nicht abgeschlossen sind, deuten weiter an, daß eine Wechselbeziehung zwischen Betonfestigkeit und Porenwasserdruck besteht.

Betrachten wir jetzt als Beispiel die anfangs erwähnte 15 cm dicke Wand mit 10 cm breiten, waagerechten Schalungsbrettern ohne Nut und Feder. Es wird nicht gerüttelt, der Porenwasserdruck wird zu 50 m angenommen:

Wir nehmen $v = 3,0$ m/std und $t_s = 4$ std an, weiter $\varphi = \varphi_1 = 20^\circ$, und finden

$$\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 10^\circ) = 0,5, \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = 0,36,$$

$$R = \frac{0,15}{2,0} = 0,075, \quad a = 0,5 \cdot 0,36 \frac{12}{0,075} = 28,8.$$

Für $h = 2,5$ m erhalten wir nach Gl. (8) mit:

$$\chi = \frac{0,5}{2,5} = 0,2, \quad \gamma_1 = 2,4 - 0,2 = 2,2 \text{ t/m}^2,$$

$$\frac{h}{h_s} = \frac{2,5}{12} = 0,21, \quad K = 0,037 \text{ (s. Bild 3),}$$

$$p = 2,20 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 0,037 (1 - 0,21) + 0,5 = 0,89 \text{ t/m}^2.$$

Tragende Betonwände werden in Norwegen viel im Wohnungsbau verwendet. Ihre Schalungen werden im allgemeinen mit Bandeisen in solchen Abständen zusammengehalten, daß die Bandeisen schon in einem Schalungsdruck von $0,80 \text{ t/m}^2$ fließen würden.

Untersuchen wir nun eine mit der gleichen Betonmischung gefüllte, aber mit glatter und dichter Schalung, z. B. mit Sperrholzplatten ausgeführte Wand.

Wir haben jetzt $\varphi = \frac{\varphi}{2} = 10^\circ$, damit werden $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,176$ und

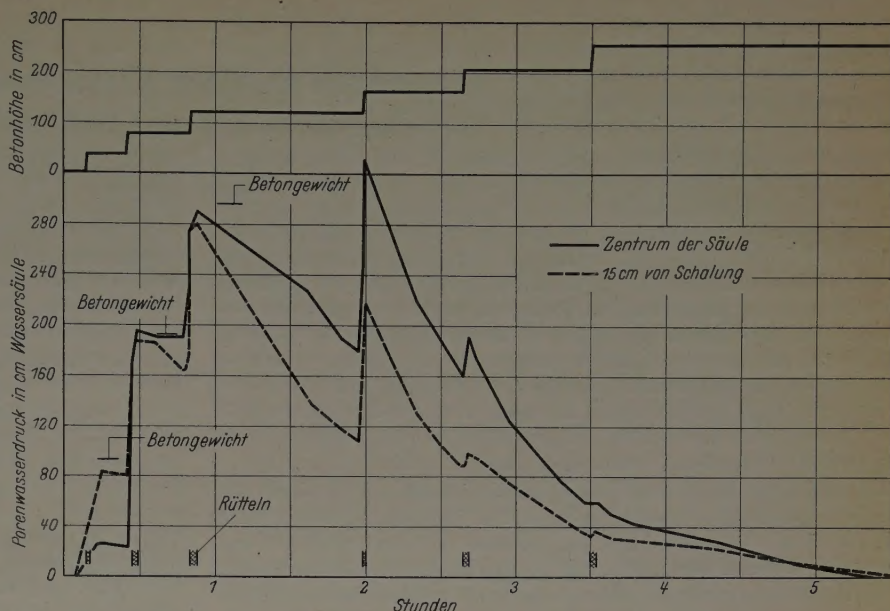


Bild 6. Porenwasserdruck in 95×95 cm-Säule. Gerüttelter Beton, B 300, $w/z = 0,5$

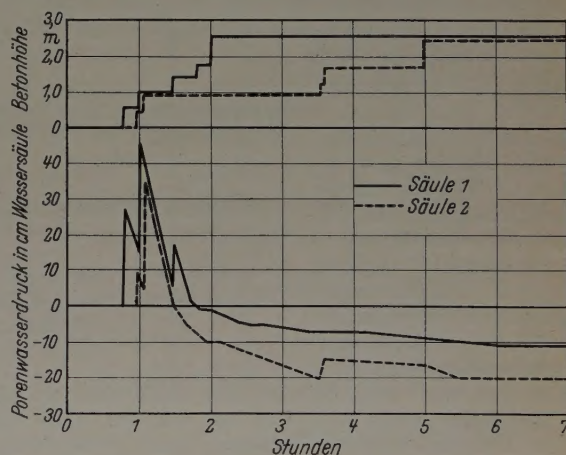


Bild 7. Porenwasserdruck in 50×50 cm-Säule. Nicht gerüttelt. $270 \text{ kg Zement/m}^3$, „Darex AEA“ zugesetzt, $w/z = 0,83$

$a = 14,1$, weiter haben wir für $h = 2,5$ m, $t = \frac{2,5}{3,0} = 0,83$ std,

$$h_w = 2,5 \left(1 - \frac{0,83}{3}\right) = 1,81 \text{ m} \left[\text{Porenwasserdruck aus } h \left(1 - \frac{t}{3}\right) \right],$$

$$\chi = \frac{1,81}{2,50} = 0,72, \quad \gamma_1 = 1,68, \quad K = 0,072 \text{ (s. Bild 3) und somit}$$

$$p = 1,68 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 0,072 (1 - 0,21) + 1,81 = 2,38 \text{ t/m}^2.$$

Der große Unterschied des Schalungsdrucks rührt, wie man sieht, hauptsächlich von dem Unterschied im Porenwasserdruck her. Mit den vorgetragenen Überlegungen ist es jetzt leicht, in den verschiedenen Fällen sichere Werte für die oben benutzten Materialkonstanten zu wählen und den Schalungsdruck zu berechnen.

Schrifttum:

- [1] Terzaghi, Soil Mechanics in Engineering Practice. New York 1948.
- [2] Schjöd, Calculation of Pressure of Concrete on Forms. Proceedings, American Society of Civil Engineers, No. 680 und 924, Mai 1955.
- [3] Janssen in Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1895.
- [4] Koenen in Zentralblatt der Bauverwaltung, 1896.
- [5] Öfjord, Fastheten hos mørtel og betong i avbindingsstadiet. Oslo 1954, Verlag Tanum.

Eine sehr vollständige Schrifttumsangabe findet der Leser in: Literaturzusammenstellung über Schalungsdruck, Stuttgart 1955, Deutsches Bauzentrum, Dokumentationsstelle für Bautechnik, und in: Pressure of Concrete on Formwork. London 1953. Cement and Concrete Association, Library Record.

Messungen an einer Versuchsschale

Von Dipl.-Ing. Georg Kirchner, Frankfurt a. M.

DK 624.074.4 Schalen
624.058 Versuche

1. Allgemeines

Die leichte, beschwingte architektonische Wirkung von Schalen läßt diese Konstruktionsform nicht nur für weiträumige Hallen, sondern auch für kleinere, ja sogar zierliche Baukörper wie Pavillons und Dachgeschosse von Hochhäusern geeignet erscheinen. Besonders reizvoll und luftig sind Auskragungen, die ohne Störung der Untersicht durch Binderscheiben über die mit großen Glasflächen geschlossene Fluchtlinie schlanker Stützen hinausragen und „Drienen“ und „Draußen“ verbinden.

Es läge nahe, in solchen Fällen die Binderscheiben oberhalb der Schalen anzuordnen. Dort stören sie aber in vielen Fällen in der Ansicht den flüssigen Verlauf der Gesimslinie, auch bieten sie bei zierlichen Formen stets vielfältige Schwierigkeiten am Anschluß der Dachhaut entlang den Verschneidungslinien und bedingen meist die doppelte Anzahl von Regenfallrohren. Außerdem besteht immer die Möglichkeit, daß sich beim Übergang von Schnee und Frost zu regenreichem Tauwetter zwischen den Binderscheiben „Badewannen“ bilden, die zu einer ersten Gefahr für das Bauwerk werden können. Das Bemühen, auf Binderscheiben zu verzichten, liegt deshalb nahe.

Die Wechselwirkung zwischen Schale und Bindern geht in die üblichen Berechnungsweise nur dadurch ein, daß die Scheiben als starr in ihrer Ebene vorausgesetzt werden. Nach dem S t . - V e n a n t s c h e n Prinzip muß es andererseits für einen Mittelquerschnitt der Schale gleichgültig sein, ob die Last über eine steife Binderscheibe oder unmittelbar auf Einzelstützen abgetragen wird. Außerdem läßt sich für lange Schalen nach dem L u n d g r e n s c h e n Verfahren leicht nachweisen, daß eine lineare Verzerrung des Querschnitts (z. B. Vergrößerung des Stiches auf den doppelten Wert) bei gleichbleibender Fläche und gleicher Belastung weder die Größe noch den Verlauf der Quermomente ändert. Wenn auch die unter Belastung auftretenden Verformungen keine linearen Verzerrungen des Querschnitts darstellen, so läßt sich doch schließen, daß der wesentliche Einfluß der Verformungen, der zur Zerstörung des Bauwerks führen kann, in der Veränderung des inneren Hebelarmes der Längsspannungen liegt, die bei einer Verflachung des Stiches zunehmend anwachsen und die Beulgefahr vergrößern. Die Einführung einer Theorie zweiter Ordnung in die an sich schon durch Annahmen und Vernachlässigungen oder beschränkt verwendbare Fourieransätze vereinfachte Schalenrechnung dürfte kaum Aussicht bieten, die Frage zu beantworten, welche Mindeststeifigkeit von schwach ausgebildeten „Binderscheiben“ zu fordern ist, um solche unzulässigen Verformungen zu vermeiden. Auch eine schrittweise Annäherung bietet, weil die im Binder mitwirkende Schalenbreite nicht sicher festgelegt werden kann, wenig Aussicht auf eine Lösung der Aufgabe.

Da die Binder fast ausschließlich durch Schubkräfte belastet sind, die zusammen mit den zugehörigen Stützenreaktionen meist eine nur wenig von der Schalenform abweichende Stützlinie besitzen, dürfte es möglich sein, die Kräfte in verhältnismäßig kleinen Baugliedern aufzunehmen, die trotzdem nur geringe Verformungen erwarten lassen. Besondere Aufmerksamkeit muß natürlich — je nach der Schalenform — der Einleitung der Stützenreaktionen in die „Binderstreifen“ geschenkt werden.

2. Versuchsschale

Die Brauchbarkeit solcher Überlegungen kann nur am ausgeführten Bauwerk bestätigt werden. Die Philipp Holzmann AG.,

Frankfurt am Main, entschloß sich deshalb, entsprechende Versuche im Maßstab 1 : 1 durchzuführen. Es lag nahe, die Abmessungen einer zur Ausführung bestimmten Entwurfs zugrunde zu legen, bei der zur Entlastung der Klimaanlage eine außergewöhnlich dicke Dämmschicht vorgesehen war. Die Dicke der als „Binder“ dienenden Streifen wurde so gewählt, daß unter Verringerung des Korkbelags auf 2 cm in diesen Bereichen die Kragarme noch ausreichendes Gefälle zu den Regeneinläufen besitzen (Bild 1). Unter Ausnutzung des von den Lüftungsanlagen hinter der Stütze nicht benötigten Raumes konnten die Stützenköpfe durch eine Schräge so verbreitert werden, daß — in Anbetracht der waagerechten Tangente der Schalen an diesen Stellen — nicht mehr die Gefahr des „Durchstanzens“ bestand. Die Endstützen wurden zusätzlich noch durch vorläufige Zugbänder in der Höhe verbunden, in der eine waagerechte Fenstersprosse vorgesehen war.

Bild 2 vermittelt einen Eindruck von dem Versuchsbau, der in den übrigen der Erprobung verschiedener Dachdichtungen dient, um zu läßt ahnen, welche architektonischen Wirkungen bei entsprechendem

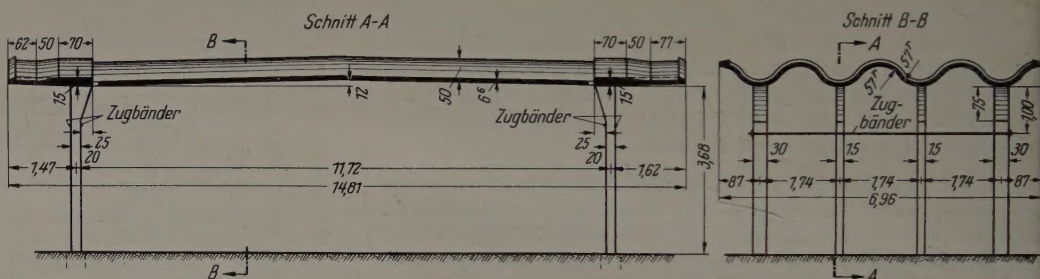


Bild 1. Übersichtszeichnung

Ausbau in einer freundlicheren Umgebung erzielt werden können.

Außer einem oben und unten eingelegten leichten Baustahlgewebe wurde für die Längsrichtung, die Verstärkungsstreifen und die konstruktive Gesimsbewehrung Betonstahl gewählt. Der Beton



Bild 2. Versuchsschale

mit 15 mm Größtkorn erhielt 320 kg Z 325/m³. Die Festigkeit der Probewürfel beim Ausschalen nach zwei Wochen betrug i. M. $W_{14} = 299 \text{ kg/cm}^2$. Praktisch das gleiche Ergebnis lieferten die Prüfungen mit dem Federhammer¹⁾ am Bauwerk. Als Belastung

¹⁾ Vgl. Gaede, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 107.

— durch Planen gegen Regen und Sonneneinstrahlung geschützt — Sand aufgebracht bis zur 1,75fachen Summe aus ständiger und Verkehrslast.

Messungen

Als Meßgeräte waren eingesetzt: PHILIPS-Dehnungsmeßstreifen an den Zugbändern, Meßbuhren in Feldmitte unter jedem Berg und dem Tal, waagerecht an den Längsrändern, sowie 15 cm außerhalb der Stützenachsen unter jedem Wellenberg, dazu in Verbindung mit dem Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Ebner, Hamburg, MAIHAK-Saiten zur Dehnungsmessung auf der Ober- und Unterseite in Feldmitte, und zwar 6 für die Längs- und 27 für die Querrichtung. Zusätzlich konnten an drei senkrecht einbetonierten Stäben die Durchbiegung beim Ausschalen und die Hebung während der Entlastung der Strichmarken festgestellt werden.

Die Zugbänder erhielten beim Belastungsversuch keine Kräfte; sie bei der Höchstlast ausgebaut wurden, blieben die Anzeigen der übrigen Geräte gleich. Sie waren also wirkungslos. Das bedeutet, daß die Schalen keine Seitenkräfte auf die schlanken Stützen abgaben.

Die aus den hohen Längsspannungen herrührende Querdehnung einflußte die Anzeigen der MAIHAK-Saiten in der Querrichtung, so daß nur qualitative Feststellungen möglich waren. Für die 1,75fache Last war der Spannungswert von 24 kg/cm^2 aus den Biegemomenten im Randtal errechnet worden. Die Auswertung der Messungen lieferte das Maximum an der gleichen Stelle mit rund 26 kg/cm^2 . Für die übrigen Punkte hatte die Rechnung nur Bruchteile dieses Wertes ergeben; die Messungen lagen in entsprechendem Rahmen, doch die Streuung war erwartungsgemäß bei diesen verhältnismäßig kleinen Werten zu groß, als daß sich eine eingehendere Auswertung gelohnt hätte. Immerhin ist festgestellt worden, daß das Fehlen von ausgeprägten Binderscheiben eine Vergrößerung der errechneten Biegemomente zur Folge hatte. Dies wird noch dadurch unterstrichen, daß die waagerechten Verschiebungen der Stüttschüsse bedeutungslos klein blieben.

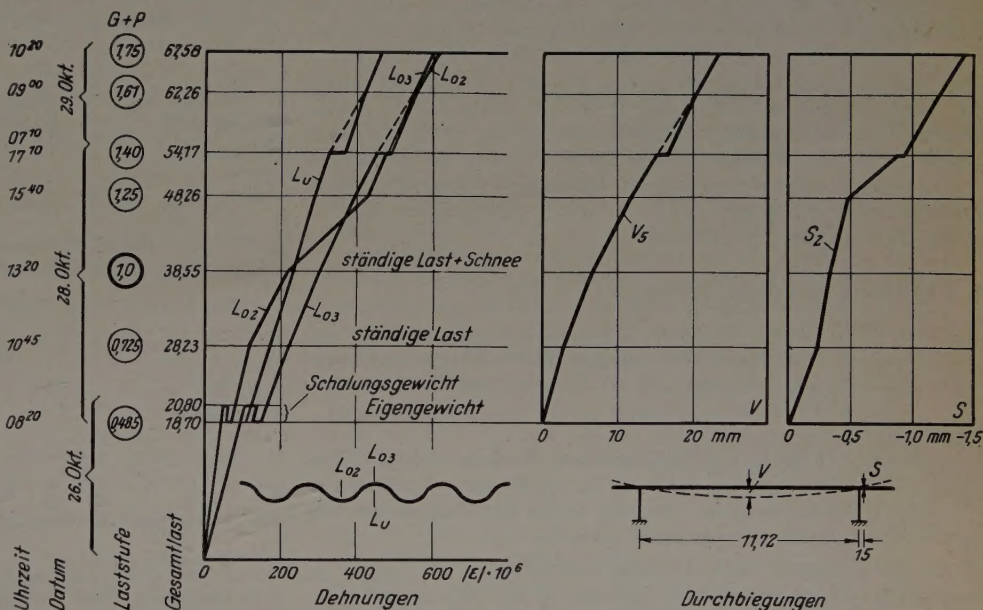
Aufschlußreicher sind die Dehnungsmessungen in der Längsrichtung und die Durchbiegungsanzeigen der Meßbuhren. Ihre Ergebnisse zeigt Bild 3. Zur besseren Übersicht sind nicht alle Meßstellen berücksichtigt. Bei dem Ausbau der Schalungsstützen blieben die Schalungseter am Beton hängen. Ihre nachträgliche Wegnahme entlastete die Schale. Beachtenswert ist, daß sich die Dehnungen auch nach dem Entfernen der Schalung noch vergrößerten.

Der gleiche Vorgang läßt sich für die Nacht beobachten, während der die Schale unter der einfachen Last stand. Die Zunahme der Verformungen bei der jeweils folgenden Laststeigerung ist um so viel geringer, daß die gezeichneten Ausgleichsgeraden glatte Linien ergeben. Eine Ausnahme macht nur die Meßstelle L_{02} , die im Zugbereich (Tal) lag und den Übergang von Stadium I zu Stadium II widerspiegelt, in dem die Zugspannungen, die in den niederen Laststufen noch weitgehend vom Beton übernommen wurden, von 1,25 ($G + P$) an schließlich von der Längsbewehrung gedeckt werden. Die an den Meßstellen S (15 cm außerhalb der Stützenachsen, s. Bild 3 rechts) festgestellten Hebungen lassen sich aus der Tangentensteigung der Biegelinie zu den in Feldmitte gemessenen Durchsenkungen errechnen und treten keineswegs auf eine Verformung der „Binderstreifen“ hin, die sich zweifellos positive Werte hätten ergeben müssen.

Der Übergang von Stadium I zu Stadium II läßt sich gut an den über die Querschnittshöhe aufgetragenen Dehnungsdiagrammen verfolgen (Bild 4). Sie zeigen außerdem, daß der Querschnitt fast bis zur Stufe 1,25 ($G + P$) eben blieb, ehe sich mit steigender Belastung ein kurvenförmiger Verlauf der Dehnungen abzeichnet.

Selbst unter der 1,75fachen rechnerischen Belastung konnten weder an der Schale noch an den Stützen sichtbare Risse festgestellt werden. Die Durchbiegungsunterschiede zwischen Bergen und Tälern lagen mit wechselnden Vorzeichen im Rahmen der zu erwartenden Meßgenauigkeit und ließen keinesfalls auf eine wesentliche Veränderung der Schalensform schließen. Auf die Ermittlung der Bruchlast wurde verzichtet; einerseits hätte dies eine allzu große Gefährdung der Beteiligten bedingt, zum anderen bietet die unzerstörte Schale eine erwünschte Möglichkeit für weitere Versuche. Die einbetonierten Meßstäbe zeigten nach dem Entfernen der Schalungsstützen und vor der Belastung eine Durchsenkung von 7 mm an. Bei der Entlastung nach 12 Tagen hob sich die Schale an der Stelle V_5 um 16 mm, nachdem sie sich vorher unter der aufgetragenen Last um 23 mm durchgebogen hatte. Auf die Feststellung der Kriechverformungen in der Zwischenzeit mußte leider mit Rücksicht auf andere Arbeiten verzichtet werden.

Errechnet war für die Last 1,0 ($G + P$) mit $E_b = 3,0 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ die Mittendurchsenkung $f = 15,1 \text{ mm}$. Die zugehörige, an der Stelle



4. Zusammenfassung

Die Messungen an der Versuchsschale bestätigten die Überlegungen, daß in Mittelquerschnitten langer Schalen ohne ausgeprägte Binderscheiben die Spannungen sich nicht von den unter der Annahme starrer Binderscheiben errechneten unterscheiden, wenn die Verformungen im Stützenbereich klein bleiben. Die Voraussetzung

des Ebenbleibens der Querschnitte war bis weit über die Gebrauchslast hinaus erfüllt. Die Sicherheit lag über dem üblicherweise erfordernden Wert 1,75. Gegen den Verzicht auf regelrechte Binderscheiben bei ähnlichen Abmessungen bestehen deshalb keine Bedenken.

Geschweißte Bewehrungsstäbe

Von Dr.-Ing. Karl Teske, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin-Dahlem

DK 691.873 Bewehrung

1. Einleitung

Werkstoffersparnis ist eine der Hauptaufgaben der Schweißtechnik. Hierbei muß sie wirksam von der Materialprüfung unterstützt werden, die ihr die Unterlagen dafür liefern kann, was angängig ist, ohne daß die Sicherheit beeinträchtigt wird. Aus diesen Gründen stellte sich die Fachabteilung Schweißtechnik der Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin die Aufgabe zu überprüfen, ob die in der DIN 1045, § 14.1 c a enthaltenen Bestimmungen über die zulässige Ausnutzung geschweißter Stöße von Betonstählen noch dem Stand der Technik entsprechen, oder ob wegen der Weiterentwicklung der Schweißverfahren und in Anbetracht der gesammelten Erfahrungen die dort gemachten Einschränkungen zu einem Teil aufgehoben werden können. Zu diesem Zwecke wurden die Ergebnisse der Prüfungen ausgewertet, die auf Grund der Überwachungsverträge mit einigen Berliner Firmen in letzter Zeit von der Bundesanstalt durchgeführt worden sind.

2. Prüfungen und Prüfergebnisse

Geschweißte Proben (Abbrenn-Stumpfschweißung) wurden von Vertretern der Bundesanstalt in unregelmäßigen Zeitabständen der laufenden Fertigung der verschiedenen Betriebe entnommen.

2.1 Betonstahl I

Es wurden 220 Stäbe mit Durchmessern zwischen 10 und 45 mm geprüft. Die Mehrzahl der Stäbe (142) besaß einen Durchmesser zwischen 12 und 20 mm. Diese Proben wurden dem Zugversuch und dem Kaltbiegeversuch (Faltversuch) unterworfen.

2.11 Als Zugprobe diente ein Stab von etwa 500 mm Länge, in dessen Mitte eine Abbrennstumpfschweißung lag. Alle untersuchten Proben brachen im Grundwerkstoff, und zwar so weit von der Schweißstelle entfernt, daß ein Einfluß dieser Stelle auf das Ergebnis nicht wahrscheinlich erschien. Die Festigkeiten entsprachen in allen Fällen denen des ungeschweißten Betonstahles I.

2.12 Die Faltproben bestanden aus gleichartig geschweißten Stäben von etwa 300 mm Länge. Die Prüfbedingungen entsprachen den Angaben der DIN 1045, d. h. die Proben wurden um einen Dorn von der Dicke des doppelten Stabdurchmessers gebogen. Von den 220 geprüften Proben erreichten 219 einen Biegewinkel von 180° ohne anzureißen. Nur eine Probe von 14 mm Ø zeigte erste Anrisse bei einem Biegewinkel von 140°.

2.2 Betonstahl IIa

Es wurden 53 Stäbe mit Durchmessern zwischen 10 und 30 mm geprüft. Die Mehrzahl der Stäbe (42) besaßen einen Durchmesser zwischen 12 und 20 mm. Auch diese Proben wurden im Zugversuch und Kaltbiegeversuch geprüft. Zusätzlich wurden Zugversuche an Proportionalstäben, Härteprüfungen und Untersuchungen des Gefüges vorgenommen.

2.21 Beim Zugversuch rissen alle Proben im Grundwerkstoff bei einer Beanspruchung, die der Zugfestigkeit des ungeschweißten Betonstahles IIa entsprach.

2.22 Beim Faltversuch erreichten 40 Proben einen Biegewinkel von 180°, 6 Proben einen solchen zwischen 90 und 180°, 6 Proben 60 bis 90° und nur eine Probe brach bei einem Biegewinkel von 50°.

2.23 Die Prüfung an Proportionalstäben diente dazu, genaugenommen Werkstoffdaten zu erhalten. Da bei den geschweißten Stäben von der Wärme beeinflussten Zonen möglicherweise andere Eigenschaften besitzen, als der übrige Werkstoff, sind diese Gebiete bei der Beurteilung der untersuchten Stäbe von besonderer Wichtigkeit. Die Proben wurden daher ganz aus dieser Zone entnommen und mit solchen aus dem unbeeinflussten Gebiet verglichen. Die Mittellänge der Zugstäbe betrug ~ 40 mm, ihr Durchmesser 8 mm. Die Proportionalstäbe wurden aus Betonstahl von 16 mm Ø durch Drehen herausgearbeitet.

Für den ungeschweißten Werkstoff wurden folgende Mittelwerte festgestellt: Zugfestigkeit 57,3 kg/mm², Streckgrenze 36,7 kg/mm², Bruchdehnung $\delta_5 = 26,5\%$. Für den geschweißten Werkstoff sahen die entsprechenden Daten: Zugfestigkeit 57,7 kg/mm², Streckgrenze 36,8 kg/mm² und Bruchdehnung $\delta_5 = 26,3\%$.

2.24 Der Härteverlauf ist aus Bild 1 ersichtlich. Anscheinend ist in der Schweißnaht und auf schmalen Gebieten zu beiden Seiten davon die Härte um etwa 15 bis 20 Vickersseinheiten angestiegen.

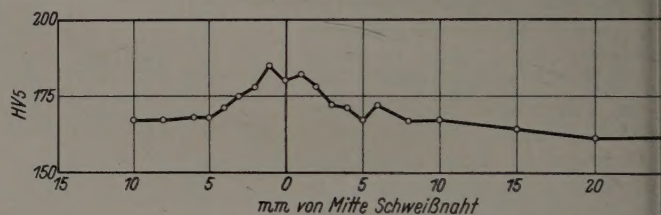


Bild 1. Härte eines geschweißten Betonstahles IIa (im Längsschnitt gemessen, Stabmittelachse)

davon die Härte um etwa 15 bis 20 Vickersseinheiten angestiegen. Das entspricht einer Festigkeitssteigerung von etwa 5 bis 7 kg/mm². Eine erhebliche Härtesteigerung, die auf Härtezonen schließen ließe, tritt jedoch nicht auf.

2.25 Die Gefügaufnahmen bestätigen die obigen Angaben. Im Grundwerkstoff ist in und neben der Schweißung feinkörniger als im ungeschweißten Teil. Hieraus läßt sich die geringfügige Festigkeitssteigerung erklären. Härtegefüge sind, wie nach der Härteprüfung zu erwarten, nicht festzustellen. Die für Schweißungen dieser Art typische Orientierung der Kristallite in Richtung radial zur Stabmitte tritt auch hier auf.

2.3 Betonstahl IIIb

Der Betonstahl IIIb ist ein durch Kaltverformung verfestigter Sonderbetonstahl, dessen Streckgrenze mindestens 42 kg/mm² und Zugfestigkeit mindestens 50 kg/mm² betragen müssen bei einer Bruchdehnung von mindestens 8%. Es ist einleuchtend, daß je stärker diese Stähle über die Rekristallisationstemperatur erwärmt werden, eine entscheidende Beeinflussung der obengenannten Eigenschaften nach sich ziehen muß und zwar in dem Sinne, daß Zugfestigkeit und Streckgrenze sinken und die Bruchdehnung ansteigt. Aus diesem Grunde ist in der DIN 1045 das Schweißen solcher Stäbe untersagt, wenn diese Stähle nach dem Schweißen noch wie Sonderbetonstahl IIIb verwendet werden sollen. Dieses Verbot des Schweißens ist also wegen der Festigkeitseigenschaften des Stahles erlassen worden, und nicht etwa in erster Linie wegen seiner Schweißbarkeit oder der Unmöglichkeit, diesen Werkstoff durch Schweißen zu vereinigen. Zur Prüfung geschweißter Betonstähle IIIb wurden

Proben herangezogen, deren Durchmesser im Bereich von 10 bis 15 mm lagen.

2.31 Die Zugversuche ergaben, daß alle Proben in einiger Entfernung von der Schweißstelle rissen. Die Festigkeit betrug etwa 40 bis 45 kg/mm². Bei 6 Proben konnte eine Festigkeit erreicht werden, die oberhalb 45 kg/mm² lag.

2.32 Beim Kaltversuch erreichten 18 Proben einen Biege- winkel von 180°, 3 Proben 90 bis 180°, und nur eine Probe erreichte den geforderten Biege- winkel von 60° nicht.

2.33 Außer diesen Proben wurden Proportionalstäbe angefertigt und im Zugversuch geprüft. Zunächst wurden Proben aus geschweißtem Betonstahl IIIb von 16 mm Ø durch Drehen hergestellt. An ihnen wurde eine Zugfestigkeit von 48,2 kg/mm², eine Streckgrenze von 37,1 kg/mm² bei einer Dehnung $\delta_5 = 23,3\%$ festgestellt. Die Erklärung dafür, daß die in den Normen geforderten Werte nicht erreicht wurden, findet sich unter 2.34. Für die geschweißten Proben betrugen die entsprechenden Werte: 43,2 kg/mm² Zugfestigkeit, 35,0 kg/mm² Streckgrenze und 35,0% Bruchdehnung. Außerdem wurden Proben hergestellt, die vor der Bearbeitung 30 Minuten lang bei 920° C gegläht waren. Es ist anzunehmen, daß deren Eigenschaften etwa denen des Ausgangswerkstoffes für die Herstellung des Betonstahles IIIb entsprachen. Hierfür ergaben sich als Zugfestigkeit 43,3 kg/mm², als Streckgrenze 30,3 kg/mm² bei 33,5% Bruchdehnung.

2.34 Die Härte des Betonstahles IIIb wurde an Proben gemessen, von denen einige gegläht, andere ungegläht, also kaltverfestigt waren. Die Verteilung der Härte über den Querschnitt zeigt Bild 2. Der ungeglähte Stahl ist daraus deutlich als Drallstahl zu erkennen; denn bei seiner Vorbehandlung wurde die äußere Zone stärker verformt und verfestigt als die Seele. So erklärt sich auch die gegenüber den Mindestbedingungen der Normen geringere Zugfestigkeit und Streckgrenze und größere Bruchdehnung der Proben, die aus der Mitte herausgedreht worden waren.

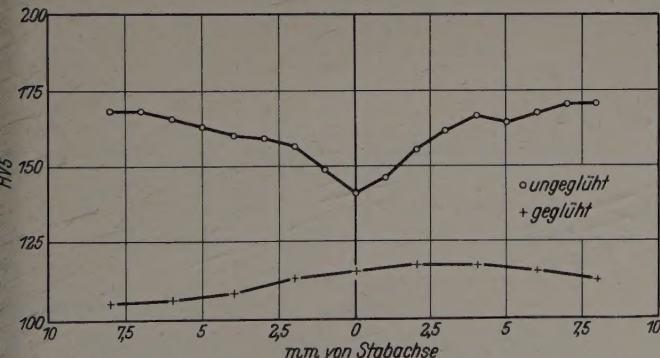


Bild 2. Härte eines Betonstahles IIIb (im Querschnitt gemessen)

Für den geglähten Stahl ergibt sich eine geringere, über den Querschnitt gleichmäßig verteilte Härte. Der Härteverlauf in Längsrichtung, etwa 4 mm vom Rand entfernt gemessen (Bild 3), zeigt ein deutliches Absinken der Härte (und damit der Festigkeit) in der Nähe der Schweißung. Die niedrigsten Werte entsprechen

etwa denen des geglähten Stahles. 15 mm von der Schweißstelle entfernt erreicht die Härte wieder die Werte, die sie am ungeglähten Stab (vgl. Bild 2) etwa 6 mm von der Stabachse entfernt aufwies.

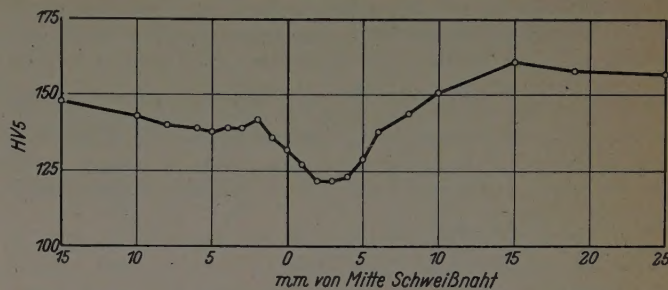


Bild 3. Härte eines geschweißten Betonstahles IIIb (im Längsschnitt gemessen, etwa 4 mm vom Rand entfernt)

2.35 Die Gefügeaufnahmen zeigen keine außergewöhnliche Ausbildung der Kristallite. Am Stahl im Anlieferungszustand erkennt man in den Randzonen die Auswirkung der Verformung. In der Schweißstelle hat sich wiederum die typische Orientierung radial zur Stabachse ausgebildet. Im Stauchgebiet ist das Korn feiner geworden. Hier und im angrenzenden Wärmeinflußgebiet ist ein neues, rekristallisiertes Gefüge sichtbar.

3. Zusammenfassung und Folgerungen

Auf Grund zahlreicher Versuche wurde festgestellt, daß Zugfestigkeit und Verformungsfähigkeit von Betonstahl I, der nach dem Abbreinstumpfschweißverfahren vereinigt worden war, in allen Fällen denen des ungeschweißten Werkstoffes gleichwertig waren. Beim Betonstahl IIa traf diese Aussage für die Zugfestigkeit ebenfalls zu. Auch die ermittelten Biege- winkel, die ein Maß für die Verformungsfähigkeit des Werkstoffes sind, erreichten ein befriedigendes Maß. Die Betonstähle IIIb erreichten immer Zugfestigkeitswerte, wie sie dem Ausgangswerkstoff entsprechen, und wie sie auch für Betonstahl I üblich sind. Das Verformungsvermögen war bei den geschweißten Proben nicht nennenswert schlechter, als das des ungeschweißten Werkstoffes (siehe Tafel I).

Aus diesen Tatsachen ergibt sich, daß der Querschnitt des geschweißten Betonstahles I 100prozentig ausgenutzt werden kann. Jedoch ist es zweckmäßig, wie übrigens auch in DIN 1045 vorgesehen, die Fertigung überwachen zu lassen, solange keine allgemeingültige Regelung für das Schweißen von Betonstählen getroffen worden ist, die sich auch auf Einzelheiten der Betriebseinrichtung, der Vorbereitung und Ausführung der Arbeit und auf die Eignung des Schweißers erstreckt. Diese Maßnahme hat sich in Berlin seit Jahren bewährt. Hier wird von einigen, zugelassenen und ständig überprüften Firmen Betonstahl I geschweißt und der Querschnitt dieser Stähle mit 100% in der Berechnung eingesetzt. Beanstandungen sind bisher nicht bekannt geworden.

Bei der Beurteilung dieser Fragen sollte berücksichtigt werden, daß gerade das Abbreinstumpfschweißen sehr gleichmäßige und hochwertige Verbindungen liefert. Bei unsachgemäßer Durchführung bietet aber auch das Herabsetzen der zulässigen Spannungen auf 80% der Nennspannungen keine unbedingte Sicherheit.

Tafel I. Mechanische Güte- werte der Betonstähle

	Betonstahl I Rundstäbe		Betonstahl IIa				Betonstahl IIIb				
			Rundstäbe		Proportionalstäbe		Rundstäbe		Proportionalstäbe		
	unge- schweißt	ge- schweißt	unge- schweißt	ge- schweißt	unge- schweißt	ge- schweißt	unge- schweißt	ge- schweißt	unge- schweißt	ge- schweißt	geglüht
Zugfestigkeit (kg/mm²)	Soll 34,0 ... 50,0	Ist 34,0 ... 50,0	Soll 50,0 ... 62,0 bzw. 50,0 ... 64,0	Ist 50 ... 64	Ist 57,3	Ist 57,7	Soll > 50	Ist > 37	Ist 48,2	Ist 43,2	Ist 43,3
Streckgrenze (kg/mm²)	22,0	—	36,0 bzw. 34,0	—	36,7	36,8	42 bzw. 40	—	37,1	35,0	30,3
Bruchdehnung δ_5 (%)	18	—	20 bzw. 18	—	26,5	26,3	8	—	23,3	35,0	33,5
Biege- winkel (Grad)	180	180	180	180 (76%) 90 ... 180 (11%) 60 ... 90 (11%) < 60 (2%)	—	—	180	180 (82%) 90 ... 180 (14%) < 60 (4%)	—	—	—

Nach sachkundiger Ausführung des Abbrennstumpfschweißens kann auch der Betonstahl II a an geschweißten Stößen voll ausgenutzt werden. Auch hierüber liegen jahrelange Erfahrungen vor. Es ist einleuchtend, daß Betriebe, die solche Schweißungen ausführen, über ausgewähltes Fachpersonal verfügen müssen, und daß durch Stichproben der Bauaufsichtsbehörde gegenüber häufig nachgewiesen werden muß, daß Personal und Einrichtung zur Durchführung dieser verantwortungsvollen Arbeiten geeignet sind.

Von besonderer Wichtigkeit beim Schweißen des Betonstahles II a ist das sorgfältige Einspannen in der Schweißmaschine, damit keine „Schmorstellen“ an den Stäben entstehen; denn an solchen Stellen sind die Stähle aufgehärtet und reißen dort bereits bei geringer Verformung an.

Auch Betonstahl III b kann durchaus mit Erfolg abbrennstumpfgeschweißt werden. Es ist jedoch nicht zu erwarten, daß dabei in den gestoßenen Stäben in allen Fällen eine Zugfestigkeit von

50 kg/mm² und eine Streckgrenze von 42 kg/mm² erreicht werden. Dies widerspricht grundsätzlich den metallurgischen Gesetzen des Stahles. Deshalb sind die einschränkenden Bestimmungen wohl berechtigt, die an die neuerdings erteilte Zulassung geschweißter Stöße in Stäben aus Betonstahl III b geknüpft werden. Allerdings sollte man das Schweißen zunächst auf Stäbe bis 20 mm, höchstens 25 mm Ø beschränken. Schon hierdurch ließen sich erhebliche Mengen Betonstahl einsparen. Für die größeren Abmessungen müssen erst noch Erfahrungen gesammelt werden.

Nach den in der Bundesanstalt gemachten Erfahrungen werden beim Zusammenschweißen von Stäben aus verschiedenen Stahlsorten, z. B. Betonstahl I mit II a oder III b, keine befriedigenden Ergebnisse erzielt. Durch sorgfältige Lagerhaltung müßte also ein Verwechseln der Stahlsorten untereinander mit Sicherheit vermieden werden.

Die Kreisplatte mit hyperbolischem Querschnitt unter zentralsymmetrischer Belastung

Von Dr.-Ing. Otto Likar, München

DK 624.073 Platten

(Schluß aus Heft 10)

Vorzeichenfehler in Teil 1 dieses Aufsatzes (Heft 10).

Es muß richtig heißen in Tafel II, S. 232

$\bar{M}_r = +0,0519$ für $q = 0,60$, $n = 1$,

$\bar{M}_r = +0,0693$ für $q = 0,70$, $n = 1,5$.

3.3 Dreieckbelastung (Bild 10)

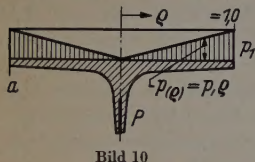


Bild 10

$$P = \frac{2 a^2 \pi p_1}{3}; \quad p_1 = \frac{3 P}{2 a^2 \pi}.$$

Das allgemeine Integral ist

$$\varphi = A q^{y_1} + B q^{y_2} + k_1 f_1 q^{n+4} - k f q^{n+1}.$$

Dabei sind nach Gl. (24) bzw. (33)

$$f_1 = \frac{1}{n(4-\mu)+15}; \quad f = \frac{1}{n(1-\mu)}.$$

Weiter gilt nach Gl. (23)

$$k_1 = -\frac{a^3 p_1}{3 D_1} = -\frac{P a}{2 \pi D_1} = k.$$

Somit für volle Platte und volle Belastung

$$\varphi = -\frac{P a}{2 \pi D_1} (A q^{y_1} + f_1 q^{n+4} - f q^{n+1}). \quad (66)$$

3.31 Der Rand ist fest eingespannt; $q = 1$, $\varphi = 0$

$$A = f - f_1. \quad (67)$$

Für $n =$	1	1,5	2
wird $A =$	1,1469	0,7518	0,5559

$$\varphi = -\frac{P a}{2 \pi D_1} [(f - f_1) q^{y_1} + f_1 q^{n+4} - f q^{n+1}], \quad (68)$$

$$M_r = -\frac{P}{2 \pi} [(f - f_1) (y_1 + \mu) q^{y_1-1-n} + f_1 (4 + n + \mu) q^3 - f (n + 1 + \mu)], \quad (69)$$

$$M_t = -\frac{P}{2 \pi} [(f - f_1) (\mu y_1 + 1) q^{y_1-1-n} + f_1 \{ \mu (4 + n) + 1 \} q^3 - f \{ \mu (n + 1) + 1 \}], \quad (70)$$

$$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \left[\frac{1}{q} - q^2 \right], \quad (71)$$

$$w = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \left[\frac{f - f_1}{y_1 + 1} q^{y_1+1} + \frac{f_1}{5 + n} q^{5+n} - \frac{f}{n + 2} q^{n+2} \right]. \quad (72)$$

Die Durchbiegung am Rande $q = 1$ ist

$$w_1 = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \left[\frac{f - f_1}{y_1 + 1} + \frac{f_1}{5 + n} - \frac{f}{n + 2} \right] = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \bar{w}_1, \quad (73)$$

Für $n =$	1	1,5	2
ist $\bar{w}_1 =$	0,03519	0,02168	0,01391

3.32 Der Rand ist frei drehbar; $q = 1$; $M_r = 0$

$$A = \frac{f(n + 1 + \mu) - f_1(4 + n + \mu)}{y_1 + \mu}. \quad (74)$$

Für $n =$	1	1,5	2
wird $A =$	1,2526	0,8221	0,6066

$$\varphi = -\frac{P a}{2 \pi D_1} \left[\frac{f(n + 1 + \mu) - f_1(4 + n + \mu)}{y_1 + \mu} \cdot q^{y_1} + f_1 q^{n+4} - f q^{n+1} \right], \quad (75)$$

$$M_r = -\frac{P}{2 \pi} \cdot \left\{ [f(n + 1 + \mu) - f_1(4 + n + \mu)] q^{y-1-n} + f_1(4 + n + \mu) q^3 - f(n + 1 + \mu) \right\}, \quad (76)$$

$$M_t = -\frac{P}{2 \pi} \cdot \left\{ \frac{\mu y_1 + 1}{y_1 + \mu} \cdot [f(n + 1 + \mu) - f_1(4 + n + \mu)] q^{y_1-1-n} + f_1 [\mu(4 + n) + 1] q^3 - f [\mu(n + 1) + 1] \right\}, \quad (77)$$

$$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \cdot \left(\frac{1}{q} - q^2 \right), \quad (78)$$

$$w = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \left[\frac{f(n + 1 + \mu) - f_1(4 + n + \mu)}{(y_1 + \mu)(y_1 + 1)} \cdot q^{y_1+1} + \frac{f_1}{n + 5} \cdot q^{n+5} - \frac{f}{n + 2} \cdot q^{n+2} \right]. \quad (79)$$

Die Durchbiegung am Rande $q = 1$ ist

$$w_1 = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \left(\frac{A}{y_1 + 1} + \frac{f_1}{n + 5} - \frac{f}{n + 2} \right) = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot w_1^0. \quad (80)$$

Für $n =$	1	1,5	2
ist $w_1^0 =$	0,07448	0,04439	0,02829

3.4 Die parabolische Belastung höherer Ordnung: $p = p_m \varrho^m$ (Bild 11)

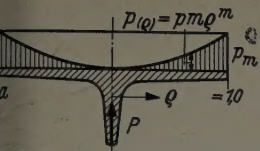


Bild 11

$$P = \frac{2 a^2 \pi p_m}{(m+2)}; \quad P_m = \frac{(m+2) P}{2 a^2 \pi}, \quad \text{s. Gl. (16)}$$

Das allgemeine Integral ist

$$\varphi = A \varrho^{y_1} + B \varrho^{y_2} + k_m f_m \varrho^{n+m+3} - k f \varrho^{n+1},$$

$$\text{wobei nach Gl. (18)} \quad \frac{1}{n(m+3-\mu) + m(m+6)+8}.$$

$$\text{Es ist weiter } k_m = k = -\frac{P a}{2 \pi D_1}.$$

Für volle Platte und volle Belastung ist $B = 0$ und

$$\varphi = -\frac{P a}{2 \pi D_1} (A \varrho^{y_1} + f_m \varrho^{n+m+3} - f \varrho^{n+1}). \quad (81)$$

4.1 Der Rand ist fest eingespannt: $\varrho = 1$; $\varphi = 0$

$$A = f - f_m. \quad (82)$$

$$= -\frac{P a}{2 \pi D_1} [(f - f_m) \varrho^{y_1} + f_m \varrho^{n+m+3} - f \varrho^{n+1}], \quad (83)$$

$$M_r = -\frac{P}{2 \pi} [(f - f_m) (y_1 + \mu) \varrho^{y_1-1-n} + f_m (n + m + 3 + \mu) \varrho^{m+2} - f (n + 1 + \mu)], \quad (84)$$

$$M_t = -\frac{P}{2 \pi} \left\{ (f - f_m) (\mu y_1 + 1) \varrho^{y_1-1-n} + f_m [\mu (n + m + 3) + 1] \varrho^{m+2} - f [\mu (n + 1) + 1] \right\}, \quad (85)$$

$$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \cdot \left(\frac{1}{\varrho} - \varrho^{m+1} \right), \quad (86)$$

$$= \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \left(\frac{f - f_m}{y_1 + 1} \cdot \varrho^{y_1+1} + \frac{f_m}{n + m + 4} \varrho^{n+m+4} - \frac{f}{n + 2} \varrho^{n+2} \right). \quad (87)$$

Die Durchbiegung am Rande $\varrho = 1$ ist

$$w_1 = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \left(\frac{f - f_m}{y_1 + 1} + \frac{f_m}{n + m + 4} - \frac{f}{n + 2} \right) = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \bar{w}_{1,m}. \quad (88)$$

4.2 Der Rand ist frei drehbar: $\varrho = 1$; $M_r = 0$

$$A = \frac{f (n + 1 + \mu) - f_m (n + m + 3 + \mu)}{y_1 + \mu}, \quad (89)$$

$$= -\frac{P a}{2 \pi} (A \varrho^{y_1} + f_m \varrho^{n+m+3} - f \varrho^{n+1}), \quad (90)$$

$$M_r = -\frac{P}{2 \pi} [A (y_1 + \mu) \varrho^{y_1-1-n} + f_m (n + m + 3 + \mu) \varrho^{m+2} - f (n + 1 + \mu)], \quad (91)$$

$$M_t = -\frac{P}{2 \pi} \left\{ A (\mu y_1 + 1) \varrho^{y_1-1-n} + f_m [\mu (n + m + 3) + 1] \varrho^{m+2} - f [\mu (n + 1) + 1] \right\}, \quad (92)$$

$$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \left(\frac{1}{\varrho} - \varrho^{m+1} \right), \quad (93)$$

$$= \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \left(\frac{A}{(y_1 + 1)} \varrho^{y_1+1} + \frac{f_m}{n + m + 4} \cdot \varrho^{n+m+4} - \frac{f}{n + 2} \cdot \varrho^{n+2} \right). \quad (94)$$

Die Durchbiegung am Rande $\varrho = 1$ ist

$$w_1 = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \left(\frac{A}{y_1 + 1} + \frac{f_m}{n + m + 4} - \frac{f}{n + 2} \right) = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \bar{w}_{1,m} \quad (95)$$

Diese Gleichungen sind allgemeingültig und liefern auch für gebrochene und negative Werte von m richtige Ergebnisse.

3.5 Die Ringlast am Plattenrande: Stützensenkung bzw. Stützenhebung (Bild 12)

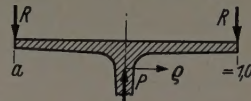


Bild 12

$$P = 2 a \pi R; \quad R = \frac{P}{2 a \pi};$$

$$k = -\frac{P a}{2 \pi D_1}; \quad f = \frac{1}{n(1-\mu)}.$$

Dieser Fall ist identisch mit der Platte, die am Rande gestützt ist und in der Mitte eine Einzellast trägt.

$$\varphi = A \varrho^{y_1} - k f \varrho^{n+1} = k (A \varrho^{y_1} - f \varrho^{n+1}).$$

3.5.1 Der Rand ist fest eingespannt: $\varrho = 1$; $\varphi = 0$

$$A = f, \quad (96)$$

$$\varphi = -\frac{P a}{2 \pi D_1} f \cdot (\varrho^{y_1} - \varrho^{n+1}), \quad (97)$$

$$M_r = -\frac{P}{2 \pi} f [(y_1 + \mu) \varrho^{y_1-1-n} - (n + 1 + \mu)] = \frac{P}{2 \pi} \cdot \bar{M}_r, \quad (98)$$

$$M_t = -\frac{P}{2 \pi} \cdot f \{ (\mu y_1 + 1) \varrho^{y_1-1-n} - [\mu (n + 1) + 1] \} = \frac{P}{2 \pi} \cdot \bar{M}_t, \quad (99)$$

$$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \cdot f \frac{1}{\varrho}, \quad (100)$$

$$w = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot f \cdot \left(\frac{1}{y_1 + 1} \cdot \varrho^{y_1+1} - \frac{\varrho^{n+2}}{n + 2} \right). \quad (101)$$

Die Funktionenwerte $\bar{P}\bar{M}_r$, $\bar{P}\bar{M}_t$ sind der Tafel VI zu entnehmen.

Tafel VI. Ringlast am Plattenrande; Rand fest eingespannt; Funktionswerte $\bar{P}\bar{M}_r$ und $\bar{P}\bar{M}_t$

$M_r = \frac{P}{2 \pi} \cdot \bar{P}\bar{M}_r$				$M_t = \frac{P}{2 \pi} \cdot \bar{P}\bar{M}_t$			$Q_r = \frac{P}{2 \pi a} \cdot \frac{1}{\varrho}$
$\bar{P}\bar{M}_r$				$\bar{P}\bar{M}_t$			$\frac{1}{\varrho}$
ϱ	$n = 1$	1,5	2	$n = 1$	1,5	2	$\frac{1}{\varrho}$
0,00	—∞	—∞	—∞	—∞	—∞	—∞	∞
0,05	—3,0391	—3,9380	—4,7683	—2,2930	—2,4895	—2,6192	20,000
0,10	—1,9485	—2,4549	—2,9021	—1,5401	—1,6045	—1,6355	10,000
0,20	—1,0691	—1,3342	—1,5597	—0,9331	—0,9358	—0,9267	5,000
0,30	—0,6355	—0,8102	—0,9558	—0,6338	—0,6231	—0,6079	3,333
0,40	—0,3595	—0,4873	—0,5925	—0,4432	—0,4304	—0,4161	2,500
0,50	—0,1617	—0,2614	—0,3428	—0,3066	—0,2957	—0,2842	2,000
0,60	—0,0099	—0,0913	—0,1575	—0,2019	—0,1941	—0,1864	1,667
0,70	0,1120	0,0430	—0,0128	—0,1178	—0,1140	—0,1100	1,428
0,80	0,2129	0,1529	0,1043	—0,0481	—0,0484	—0,0482	1,250
0,90	0,2984	0,2469	0,2016	0,0109	0,0076	0,0032	1,111
1,00	0,3724	0,3236	0,2842	0,0620	0,0534	0,0468	1,000

Die Durchbiegung am Rande für $\varrho = 1$ ist

$$w_1 = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot f \left(\frac{1}{y_1 + 1} - \frac{1}{n + 2} \right) = \frac{P a^2}{2 \pi D_1} \cdot \bar{P}\bar{w}_1. \quad (102)$$

Die Werte $\bar{P}\bar{w}_1$ sind

$$\begin{array}{ccc} \text{für } n = & 1 & 1,5 & 2 \\ \bar{P}\bar{w}_1 = & 0,04610 & 0,02986 & 0,01858 \end{array}$$

Für eine bekannte Stützensenkung $-\Delta w$ bzw. Stützenhebung $+\Delta w$ ist somit die Reaktionskraft

$$P = \pm \frac{2 \pi D_1 \Delta w}{a^2 \cdot \bar{P}\bar{w}_1}. \quad (103)$$

3.5.2 Der Rand ist frei drehbar: $\varrho = 1$; $M_r = 0$

$$A = \frac{n + 1 + \mu}{y_1 + \mu}. \quad (104)$$

Für $n =$	1	1,5	2
wird $A =$	1,4003	0,9428	0,7053

$$\varphi = -\frac{Pa}{2\pi} \cdot f \cdot \left(\frac{n+1+\mu}{y_1+\mu} \cdot \varrho^{y_1} - \varrho^{n+1} \right), \quad (105)$$

$$M_r = -\frac{P}{2\pi} \cdot f \cdot [(n+1+\mu) \varrho^{y_1-1-n} - (n+1+\mu)] = \frac{P}{2\pi} p M_r^0,$$

$$M_t = -\frac{P}{2\pi} \cdot f \cdot \left\{ \frac{\mu y_1 + 1}{y_1 + \mu} (n+1+\mu) \varrho^{y_1-1-n} - [\mu(n+1) + 1] \right. \\ \left. = \frac{P}{2\pi} \cdot p M_t^0 \right\}, \quad (106)$$

$$Q = \frac{P}{2\pi a} \cdot f \cdot \frac{1}{\varrho}, \quad (107)$$

$$w = \frac{Pa^2}{2\pi D_1} \cdot f \cdot \left[\frac{n+1+\mu}{(y_1+\mu)(y_1+1)} \cdot \varrho^{y_1+1} - \frac{1}{n+2} \cdot \varrho^{n+2} \right]. \quad (108)$$

Die Durchbiegung am Rande $\varrho = 1$ ist

$$w_1 = \frac{Pa^2}{2\pi D_1} \cdot f \cdot \left[\frac{n+1+\mu}{(y_1+\mu)(y_1+1)} - \frac{1}{n+2} \right] = \frac{Pa^2}{2\pi D_1} \cdot p w_1^0. \quad (109)$$

Für $n =$	1	1,5	2
ist $p w_1^0 =$	0,12056	0,07596	0,05072

Für eine bekannte Stützensenkung $-\Delta w$ bzw. Stützenhebung $+\Delta w$ ist die Reaktionskraft

$$P = \pm \frac{2\pi D_1 \Delta w}{a^2 \cdot p w_1^0}. \quad (110)$$

Die Funktionswerte $p M_r^0$; $p M_t^0$ sind der Tafel VII zu entnehmen.

Tafel VII. Ringlast am Plattenrande; Rand frei drehbar; Funktionswerte $p M_r^0$ und $p M_t^0$

$M_r = \frac{P}{2\pi} \cdot p M_r^0$				$M_t = \frac{P}{2\pi} \cdot p M_t^0$			$Q_r = \frac{P}{2\pi a} \cdot \frac{1}{\varrho}$
ϱ	$n=1$	1,5	2	$n=1$	1,5	2	$\frac{1}{\varrho}$
0,00	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	∞
0,05	-3,9817	-5,0236	-5,9376	-1,1944	-1,1336	-1,0592	20,000
0,10	-2,7088	-3,2753	-3,7466	-0,6540	-0,5798	-0,5116	10,000
0,20	-1,6825	-1,9542	-2,1681	-0,2183	-0,1614	-0,1170	5,000
0,30	-1,1764	-1,3365	-1,4580	-0,0034	0,0343	0,0605	3,333
0,40	-0,8542	-0,9559	-1,0309	0,1333	0,1548	0,1673	2,500
0,50	-0,6233	-0,6896	-0,7373	0,2314	0,2392	0,2407	2,000
0,60	-0,4462	-0,4890	-0,5193	0,3066	0,3027	0,2952	1,667
0,70	-0,3040	-0,3307	-0,3493	0,3669	0,3529	0,3377	1,428
0,80	-0,1862	-0,2012	-0,2115	0,4170	0,3939	0,3721	1,250
0,90	-0,0863	-0,0905	-0,0971	0,4593	0,4290	0,4007	1,111
1,00	0	0	0	0,4960	0,4576	0,4250	1,000

Wie wir gesehen haben, wiederholen sich bei allen Auswertungen die Funktionen ϱ^{y_1-1-n} immer wieder. Um die Berechnung der Schnittkräfte bei Belastungen, die hier nicht erfaßt wurden, zu ermöglichen, seien die Werte dieser Funktionen in Tafel VIII angegeben.

Tafel VIII. Funktionswerte ϱ^{y_1-1-n}

n	1	1,5	2
y_1	1,690	2,096	2,527
y_1-1-n	-0,310	-0,404	-0,473
ϱ	$\varrho^{-0,310}$	$\varrho^{-0,404}$	$\varrho^{-0,473}$
0	∞	∞	∞
0,05	2,5312	3,3545	4,1247
0,1	2,0417	2,5351	2,9717
0,2	1,6470	1,9159	2,1410
0,3	1,4524	1,6264	1,7673
0,4	1,3285	1,4480	1,5425
0,5	1,2397	1,3232	1,3880
0,6	1,1716	1,2292	1,2733
0,7	1,1169	1,1550	1,1838
0,8	1,0716	1,0943	1,1113
0,9	1,0332	1,0424	1,0511
1,0	1,0000	1,0000	1,0000

4. Pilzdecken

Bei den Pilzdecken verlangen die Vorschriften eine Verstärkung

der Platte am Säulenkopf, damit die Querkkräfte an dieser Stelle aufgenommen werden können.

Die hier beschriebene hyperbolische Plattenform erfüllt die Bedingung von selbst und eignet sich außerdem ausgezeichnet zur Übernahme der größeren Stützenmomente.

Setzen wir eine quadratische Teilung der Stützen im Grund voraus, so können wir berechtigt annehmen, daß für volle Belastung aller Felder zentralsymmetrische Spannungszustände in der Platte herrschen. Setzen wir die Fläche des Quadrates der Säulenteilung gleich einer Ersatzkreisplatte, so folgt für diese der Halbmesser zu

$$a = \frac{l}{\sqrt{\pi}} = 0,565 l.$$

Für die Berechnung der Schnittkräfte legen wir eine am Rand eingespannte Kreisplatte zugrunde. Mit Hilfe der angeführten Tafel können die Schnittkräfte dann ohne Mühe berechnet werden. Die ermittelten Werte geben jedenfalls kleinere Feld- und größeren Stützenmomente als nach der Berechnung mittels der Ersatzrahmen-theorie. Das Moment in der Feldmitte der quadratischen Säulenteilung kann als Summe $|M_r + M_t|$ der am Rande der Kreisplatte herrschenden Momente angenommen werden. Da für $\varrho =$

$$M_{t,1} = \mu M_{r,1} \text{ ist, gilt mit } \mu = \frac{1}{6}, M_f = 1,167 M_r.$$

Sind nicht alle Felder belastet, so genügt es, das Moment aus der Nutzlast im Felde um rund 15 % zu erhöhen. Für die Bemessung in der Feldmitte der quadratischen Teilung ist somit ein Moment von $M_f \approx 1,30 M_r$ maßgebend. Dieses Moment ist noch immer wesentlich geringer als das nach dem üblichen Verfahren ermittelte. Jedoch sei betont, daß die Bewehrung Rücksicht auf die Zentralsymmetrie des hier erfaßten Spannungszustandes zu nehmen hat.

In der Praxis wird ein hyperbolisches Profil — außer für die Einzelpilze, wie man sie oft an den Tankstellen sieht — kaum ausgeführt. Es genügt jedoch, den Säulenkopf kegelförmig zu erweitern und zwei Platten gleichbleibender Dicke so anzuordnen, daß der Umriß sich möglichst an eine der hier untersuchten Hyperbel anpaßt.

Für die Fundamentplatten läßt sich die genaue Form mit einfachen Lehren sehr leicht herstellen. Erwähnt sei noch, daß die hyperbolische Platte wesentlich weniger Bewehrung erfordert als eine Platte gleichbleibender Dicke.

5. Schlußwort

In diesem Aufsatz wurden die allgemeine Lösung der Plattengleichung für das hyperbolische Profil der Kreisplatte abgeleitet und für einige Belastungsfälle die partikulären Integrale bestimmt. Für die vollbelastete Platte konnten bei vorgeschriebenen Randbedingungen die Schnittkräfte und Verformungswerte ermittelt werden.

Auf Grund des allgemeinen Integrals der homogenen Differentialgleichung und der bekannten partikulären Integrale für gegebene Belastungen lassen sich auch Gleichungen für Ringbelastungen bzw. Ringplatten ableiten.

Im weiteren befaßte sich der Aufsatz mit der Plattenform $D = D_1 \varrho^{-n}$, weil diese bautechnisch eine gewisse Bedeutung hat. Auf genau dieselbe Art lassen sich auch die Gleichungen für den Ansatz $D = D_1 \varrho^n$ ableiten. Noch mehr: die hier entwickelten Gleichungen können wir ohne weiteres benützen, wenn wir für $|n| \rightarrow \infty$

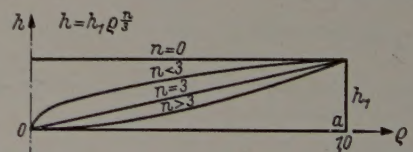


Bild 13

einsetzen. Der Ansatz für das positive n liefert Plattenformen nach Bild 13.

In Sonderfällen können diese Formen auch bautechnisch Anwendung finden. Ihre Berechnung bietet an Hand des aufgezeichneten Verfahrens keine weiteren Schwierigkeiten.

Betrachtungen zu den Richtlinien für Schutzbunker¹⁾

Von Prof. Dr.-Ing. Theodor Kristen, Braunschweig

DK 699.85 Luftschutz, Schutzräume

rwort

Die Luftschutzbunker des 2. Weltkrieges, die nach den „Bestimmungen für den Bau von Luftschutzbunkern“ vom Juli 1941 [1] gebaut wurden, haben sich im großen und ganzen sehr bewährt. Nur ihnen ist es zu danken, daß die Verluste an Menschenleben in den Großstädten gering geblieben sind. So waren z. B. in Bremen, das über die meisten Luftschutzbunker verfügte, nur wenig Menschenleben zu beklagen, während in Dresden, das so gut wie keine Bunker besaß, die Zahl der Todesopfer, zumal sich sehr viele Flüchtlinge in der Stadt aufhielten, sehr groß war. Diese Bunker haben auf Grund durchgeführter Versuche, infolge ihrer gut durchdachten konstruktiven Ausbildung, selbst Volltreffer von Spreng- und Minenbomben bis 1000 kg Gewicht standgehalten und die Feuerstürme der letzten Kriegsjahre überstanden. Die Bauart dieser Bunker, die meist oberirdisch angelegt waren, dürfte aber jetzt überholt sein. Einmal wegen der kurzen Warnzeiten (0 bis 2 Minuten) zum anderen wegen der Bomben [2] und drittens wegen der neuerdings entwickelten Sprengbomben, mit und ohne Raketenantriebe [3].

In Amerika ist der Bau großer, oberirdischer Luftschutzbunker auf Grund der mit Atombomben durchgeführten Versuche bereits vollständig gestoppt worden [4]. Auch die neuen Richtlinien der Bundesrepublik sehen den Bau großer Luftschutzbunker nur noch für Ausnahmefälle und dann möglichst unterirdisch vor [5]. In der Regel werden nur noch kleinere, unterirdische Schutzbauten für etwa 25 bis 30 Personen gebaut werden, die mit Hilfe von Rettungswegen leicht und in kurzer Zeit erreicht werden können [6]. Es ist allerdings als Notelf vorgesehen, die noch einigermaßen erhaltenen etwa 3000 Hochbunker der Bundesrepublik, die „entfestigt“ werden mußten (20% der Türen und Fenster) wiederherzustellen.

Die „Richtlinien für Schutzbunker“ werfen vielerlei Fragen auf. Einige davon zu erörtern und dadurch zum Verständnis der Richtlinien und zu ihrer sinnvollen Anwendung beizutragen, ist der Zweck der folgenden Betrachtungen zu den für die Bauingenieure bedeutenden Abschnitten der Richtlinien.

1. Begriffsbestimmung

Schutzbunker sind allseitig geschlossene, biegesteife Baukörper aus Stahlbeton mit räumlicher Bewehrung und mit einem Schutzumfang gem. 2.

Abschnitt 1

Hier besteht schon ein grundsätzlicher Unterschied zu der Bauart der alten Bunker, bei der Rahmenkonstruktionen nicht zulässig waren. Allseitig geschlossene, biegesteife Baukörper aus Stahlbeton werden jetzt verlangt, damit diese Schutzbunker, außer Spreng- und Brandbomben, auch gegen in der Nähe detonierende Atombomben (mit gegen Volltreffer) Schutz bieten, d. h. eine seitliche Verschiebung und eine geringfügige Verkantung vertragen.

2. Schutzumfang

Schutzbunker schützen gegen

- 2.1 Volltreffer von Sprengbomben bis einschließlich 1000 kg und gegen Nahtreffer von Sprengbomben noch schwereren Kalibers
- 2.2 Wirkungen von Brandbomben und gegen Feuerstürme
- 2.3 atomare, biologische und chemische Kampfmittel
- 2.4 Wirkungen von Atombomben bei Luftdetonationen bis zu einem Überdruck von 9,0 atü.

Abschnitt 2. 1

Während früher in der Mehrzahl 250 und 500 kg, und nur vereinzelt 1000 kg schwere Bomben abgeworfen wurden, dürfte heute die 1000-kg-Bombe die Regel sein. Gegen Volltreffer dieser Bombe gegen Nahtreffer (Entfernung etwa 15 m) von schweren Sprengbomben soll dieser Bunker schützen. Es ist anzunehmen, daß schwere

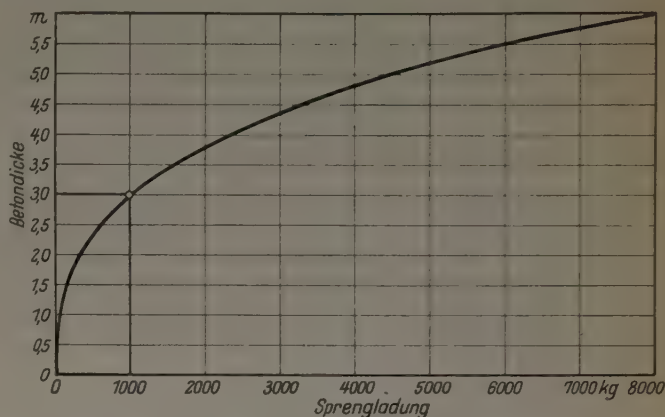


Bild 1. Abhängigkeit der erforderlichen Deckdicke von der Sprengladung (Sprengladung $\approx 50\%$ des Bombengewichts)

Bomben auch in Zukunft nur auf Sonderziele geworfen werden, da sie sonst zu kostspielig sind (vgl. Bild 1).

Zu Abschnitt 2. 2

Gegen die Wirkung von Brandbomben, die nach den bisherigen Informationen nicht schwerer als früher geworden sind und gegen entstehende Feuerstürme werden die neuen Bunker genau wie die alten genügend Schutz bieten.

Zu Abschnitt 2. 3

Der Schutz gegen atomare, biologische und chemische Kampfmittel dürfte gewährleistet sein. Unter atomaren Kampfmitteln ist z. B. der Strahlungsschutz, Hitzeblitz, Druckstoßwirkung gemeint.

Zu Abschnitt 2. 4

Die überall vorhandene Betondicke von 3,0 m hält einen bedeutend höheren Überdruck als 9,0 atü = 90 t/m² aus. Die schwächste Stelle der Bunker, der Eingang, ist durch eine Drucktür zu schützen, die einen Druck von 10 atü = 100 t/m² standhält. Atombombenvolltreffern ist kein Bunker gewachsen.

3. Planung

3. 1 Lage und Voraussetzung

3. 11 Schutzbunker werden gebaut, wenn Schutz nach 2 verlangt wird und der Bau von Schutzstollen nicht durchführbar ist.
3. 12 Schutzbunker sind so anzuordnen, daß sie auf kurzem Wege, möglichst durch unterirdische Zugänge, erreicht werden können.
3. 13 Die neuartigen Angriffsmittel verlangen die Anlage von Bunkern unter Gelände.
3. 14 Eine teilweise oberirdische Lage kann ausnahmsweise vorgesehen werden, wenn die Untergrundverhältnisse eine unterirdische Lage nicht zulassen.

Zu Abschnitt 3. 11

Schutzstollen sind Bunkern immer vorzuziehen, doch können sie in der Bundesrepublik nur in den seltensten Fällen gebaut werden.

Zu Abschnitt 3. 12

Wegen der jetzigen kurzen Warnzeiten (0 bis 2 Min.) müssen Bunker auf dem kürzesten Wege erreicht werden. Die zahlreichen Zugänge sind möglichst unterirdisch anzulegen und so zu bauen, daß sie mindestens gegen Volltreffer von Sprengbomben, sowie gegen Hitzeblitz, Strahlenwirkung und Druckstoßwirkung einer Atombombe Schutz bieten.

Zu Abschnitt 3. 13 u. 3. 14

Schutzbunker sollen möglichst unterirdisch gebaut werden. Die Gefahr der Verdämmung durch das umgebende Erdreich gegen

Sprengbombeneinwirkung ist im Hinblick auf die Wirkung einer Atombombe in Kauf genommen worden. Die Ausnahme, Bunker ganz oder teilweise oberirdisch anzulegen, dürfte in vielen Städten wegen hohen Grundwasserstandes die Regel sein.

3.2 Größe

- 3.21 Das Fassungsvermögen des Schutzbunkers darf höchstens 1500 Personen und soll nicht unter 250 Personen betragen.
- 3.22 Für jede Person sind im Aufenthaltsraum mindestens $0,33 \text{ m}^2$ Bodenfläche und $0,76 \text{ m}^3$ Luftraum vorzusehen. Die lichte Raumhöhe beträgt mindestens 2,30 m.

Zu Abschnitt 3.21

Trotz der kurzen Warnzeiten ist die Höchstbelegzahl von 1500 Personen zugelassen worden, da zu hoffen ist, daß sich die Menschen dann mindestens in den geschützten Zugängen befinden und in kürzester Zeit im Bunker sein können. Ein Fassungsvermögen unter 250 Personen ist zu unwirtschaftlich. (Etwa 2000 DM pro Person). Wenn aber jemand genügend Mittel zur Verfügung hat, dann kann er m. E. auch einen Bunker für weniger Personen bauen.

Zu Abschnitt 3.22

Diese Zahlen haben sich im ersten Weltkrieg als ausreichend auch für eine längere Aufenthaltsdauer erwiesen. In dieser „nutzbaren Bodenfläche“ sind aber die Gasschleusen, Maschinenräume, Abortanlagen und Treppenhäuser nicht mit einbezogen. Gänge dagegen und die Aufenthaltsräume, die im Notfalle belegt werden können (Klappstühle usw.) zählen bei den Nutzflächen mit.

3.3 Raumgruppen

- 3.31 Die waagerechte unmittelbare Aneinanderreihung von Schutzbunkern zu Raumgruppen ist nur dann zuzulassen, wenn der vorhandene Platz für eine andere Anordnung nicht ausreicht.
- 3.32 Die einzelnen Bunker einer solchen Raumgruppe sollen miteinander in Verbindung stehen. Öffnungen in den Trennwänden sind durch Schutzbauteile (3.515) zu sichern. Die Schutzbauteile brauchen jedoch nur 2 m dick zu sein. Bewehrungsmäßig sind Trennwände als Außenwände anzusehen.

Zu Abschnitt 3.31

Sind mehr als 1500 Personen zu schützen und reicht der Platz für Einzelbunker mit möglichst großen Zwischenräumen nicht aus, dann dürfen Schutzbunker nebeneinander gebaut werden. Dies dürfte in Großstädten, z. B. unter einem Bahnhof, häufig der Fall sein, zumal unterirdische Mehretagenbunker weniger gebaut werden dürften. Die Trennwände zwischen den einzelnen aneinandergereihten Bunkern müßten dann mindestens 3 m dick sein, um gegen die Wirkungen einer größeren Spreng- oder Minenbombe Schutz zu bieten.

Zu Abschnitt 3.32

Die einzelnen Bunker sollen zwar miteinander in Verbindung stehen, doch sind möglichst wenige Öffnungen in den Trennwänden vorzusehen; diese sind durch Schutzbauteile von 2 m Dicke zu schützen. Eine Drucktür wird nicht verlangt, da aller Wahrscheinlichkeit nach durch einschlagende Sprengbombe kein größerer Druckstoß als 30 t/m^2 zu erwarten ist, dem erfahrungsgemäß der menschliche Organismus, ohne Schaden zu nehmen, noch widersteht.

3.4 Entwurf

Breite, Länge und Grundrißgestaltung des Schutzbunkers richten sich nach den örtlichen Gegebenheiten. Bei rechteckigen Bunkern soll über das Seitenverhältnis 1 : 2 nicht hinausgegangen werden.

Zu Abschnitt 3.4

Es bleibt dem Entwerfer des Bunkers überlassen, mehrstöckige oder einfache Bunker zu bauen. Entscheidend dürften die örtlichen Verhältnisse und die Kostenfrage sein.

3.5 Raumarten und Raumbedarf

3.51 Anzahl

3.511 Eingänge

Jeder Schutzbunker muß mindestens zwei Eingänge besitzen, die möglichst weit voneinander entfernt sind. Mindestens einer von diesen außerhalb jedes Trümmerbereichs liegen.

3.512 Größe

Bei der Bestimmung der erforderlichen Anzahl der Eingänge sind höchstens 180 Personen $1,20 \text{ m}$ Durchgangsbreite vorzusehen. Die Durchgangsbreite von $2,40 \text{ m}$ darf nicht unterschritten werden.

3.513 Abschlüsse

Die Eingänge sind mit Drucktüren, die über Öffnungen sind mit Schutzabschlüssen gemäß Richtlinien für „Abschlüsse von Schutzräumen“ zu versehen.

3.514 Gasschleuse

Jeder Eingang ist mit einer Gasschleuse, die Druckschleuse ausgebildet sein muß, zu versehen. Die Bodenfläche der Schleuse soll mindestens $4,5 \text{ m}^2$, die Mindestbreite $1,50 \text{ m}$ betragen. Inneren Wände und Decken der Schleuse mindestens $1,00 \text{ m}$ dick in Stahlbeton mit beidseitiger kreuzweiser Bewehrung (Stahl nach Ausführung. Sie müssen in angrenzende Wände und Decken eingebunden sein.

3.515 Schutzbauteile

Die Zugänge sind durch 3 m dicke Vorbauten aus Stahlbeton mit Schutzbewehrung (4.2) zu sichern, daß die Drucktüren weder Splintern noch vom Luftstoß einer vor dem Eingang detonierenden Bombe unmittelbar getroffen werden können. Eingänge sind so zu bilden, daß sie gegen Vortreffer geschützt sind, oder so in das Bauwerk einzubeziehen, daß ein besonderer Schutz nicht erforderlich ist.

Zu Abschnitt 3.511

Unter „Trümmerbereich“ ist die Fläche zu verstehen, die bei Einsturz benachbarter oder auf dem Bunker stehender Gebäude den Trümmern bedeckt wird. Erfahrungsgemäß hat der entstehende Schuttkegel eine Höhe von etwa $\frac{1}{4}$ der Traufhöhe und eine seitliche Ausdehnung von etwa $\frac{1}{2}$ der Traufhöhe des unversehrten Gebäudes. Dem Vorschlag von Wiendieck [7], diese Werte bei Skelettbauten auf die Hälfte zu ermäßigen, dürfte wohl zugestimmt werden, da bei diesen die anfallenden Schuttmassen bedeutend geringer sind.

Zu Abschnitt 3.512

Die erforderliche Anzahl der Eingänge hängt von der aufzunehmenden Personenzahl und der Durchgangsbreite ab. Erfahrungsgemäß sind die breiten Eingänge besonders bei größeren Bunkern zweckmäßiger, da immer mit sperrigen Gepäckstücken zu rechnen. Je größer ein Eingangsbereich, desto schwieriger ist naturgemäß der Eingang zu schützen; daher ist als größte, lichte Durchgangsbreite $2,40 \text{ m}$ vorgeschrieben. Bei einem Bunker mit einem Fassungsvermögen von 1500 Personen würden daher erforderlich sein:

$1500 : 360$ (Personenanzahl für einen $2,40 \text{ m}$ breiten Eingang)
 $\cong 4$ Eingänge je $2,40 \text{ m}$ Breite
 oder 3 Eingänge zu $2,40 \text{ m}$ und
 2 Eingänge zu $1,20 \text{ m}$
 oder 2 Eingänge zu $2,40 \text{ m}$ und
 4 Eingänge zu $1,20 \text{ m}$ usw.

Da die Zahlen von 180 Personen für einen $1,20 \text{ m}$ breiten Eingang und von 360 Personen für einen $2,40 \text{ m}$ breiten Eingang ziemlich kürzlich angenommen sind, dürfte es sich empfehlen, lieber einen Eingang mehr anzuordnen, zumal die Personenanzahl erfahrungsgemäß nie zu übersehen ist. Ordner müßten die Menschen auf die zehn Eingänge, soweit es möglich ist, sinngemäß verteilen. Abzählen dürfte wohl nicht möglich sein.

Zu Abschnitt 3.513 u. 3.514

Jeder Eingang ist mit einer Druckschleuse zu versehen, er muß Drucktüren ausgestattet sein. Damit der Druckstoß einer in Nähe detonierenden Atombombe die Bunkerinsassen nicht gefährdet, muß mindestens eine dieser beiden Drucktüren stets geschlossen

Die Abmessungen der Schleusen Grundfläche ermöglichen es, verletzte Personen mit Tragbahnen durch die abgewinkelten Eingänge tragen zu können.

Zu Abschnitt 3. 515

Im Gegensatz zu den früheren 2 m dicken Vorbauten werden jetzt 2 m dicke aus Stahlbeton mit Schutzbewehrung vor den Eingangsöffnungen gefordert; freistehende Schutzwände sind nicht gestattet.

3. 52 Treppen und Rampen

Treppen sollen eine Steigung von 18,5 cm und einen Auftritt von 26 cm erhalten. Lauffbreite und die Eingangsweite müssen gleich sein, also 1,20 bzw. 2,40 m betragen. An beiden Seiten sind Handläufe anzuordnen. Bei Treppen von 2,40 m Breite ist ein mittlerer Handlauf vorzusehen. Die Treppen sollen so geführt werden, daß ihre Treppenläufe von Podest zu Podest möglichst gleich lang sind und die gleiche Neigung haben. Die Treppenläufe sollen nicht mehr als 18 Steigungen haben. Rampen dürfen nicht steiler als 1 : 8, die Trittsicherheit muß gewährleistet sein. Handläufe und Podeste sind wie bei Treppen anzuordnen.

Zu Abschnitt 3. 52

Nach den Erfahrungen des zweiten Weltkrieges sind jetzt Steigung und Auftritt von Treppen in allen Schutzbauten einheitlich gewählt. Auch der Handlauf bei 2,4 m breiten Treppen hat sich sehr bewährt.

3. 53 Aufenthaltsräume

Eine Unterteilung in Einzelräume für in der Regel 50 Personen ist vorzusehen. Gänge und Flure gelten auch als Aufenthaltsräume, erhalten jedoch keine Unterteilung.

Zu Abschnitt 3.53

Die Unterteilung in Einzelräume ist aus belüftungstechnischen und psychologischen Gründen vorgeschrieben. Schutzraumabschlüsse zwischen den einzelnen Räumen sind nicht erforderlich. Bei Gängen und Fluren wird zweckmäßig nicht die gesamte Grundfläche in Rechnung gesetzt, sondern es ist ein gewisser Mindestraum für den Verkehr, namentlich an den Türen, abzuziehen.

3. 54 Rettungsräume

Für Erste Hilfe bei Unfällen oder Erkrankungen und zur Entgiftung sind folgende Rettungsräume (Größe etwa 18 m²) vorzusehen:

bei 250 Personen 1 Raum
bis 500 Personen 2 Räume
über 500 Personen 3 Räume.

Der Rettungsraum ist mit Be- und Entwässerung zu versehen.

Zu Abschnitt 3. 54

Die Forderung, daß Rettungsräume mit Be- und Entwässerung zu versehen sind, ist besonders zu beachten. In diesen Räumen sollen B. radioaktiv verseuchte Menschen behandelt werden. Die Bereitstellung des dazu verwendeten verseuchten Wassers dürfte große Schwierigkeiten bereiten, da es nicht in die allgemeine Entwässerung geleitet werden darf.

3. 55 Abort- und Waschräume

Für je 25 Personen ist ein Abortsitz und für je 50 Personen 1 m Standrinne einzubauen. Für 5 Abortsitze ist eine Waschgelegenheit in einem Vorraum vorzusehen. Der Vorraum dient gleichzeitig als Geruchschleuse.

Zu Abschnitt 3. 55

Diese Zahlen sollen Anhaltspunkte sein. Für einen mit 1500 Personen belegten Bunker wären 1500 : 25 = 60 Abortsitze erforderlich. Ob diese Anzahl unterzubringen ist, dürfte zu bezweifeln sein. Ebenso ist es mit den 60 : 5 = 12 Waschgelegenheiten mit 12 Vorräumen. Auch wären 10 bis 15 m Standrinne erforderlich, selbst wenn die Anzahl der Frauen im Bunker überwiegt. Da Trockenklosetts nicht verboten sind, ist ihre Verwendung gestattet, sollte aber auf Ausnahmefälle beschränkt bleiben.

3. 56 Maschinenräume

Zur Aufnahme der zur Belüftung, Wasser- und Stromversorgung erforderlichen technischen Einrichtungen ist ein Maschinenraum vorzusehen.

Die Anlage für die Luftvorwärmung ist in einem gesonderten Raum, nur von der Schleuse aus zugänglich, unterzubringen. Die Größe des für einen Schutzbunker erforderlichen Maschinen- und Vorwärmeraumes richtet sich nach dem Fassungsvermögen des Bunkers und der Art der Belüftung. Im allgemeinen werden folgende Raumgrößen benötigt:

Fassungsvermögen Personen	Maschinenraum m ²	Vorwärmeraum m ²
250	18	10
500	22	10
1 000	32	15
1 500	2 je 22	15

Zu Abschnitt 3. 56

Bei der Planung ist daran zu denken, Montageöffnungen für das Einbringen der Maschinen vorzusehen.

4. Konstruktion

4. 1 Umfassungsbau teile

Die Dicke der Abschlußdecken und Umfassungswände in Stahlbeton beträgt über und unter Gelände 3 m. Die Dicke der Sohle muß bis zu Tiefen der Sohlenoberkante von 5 m unter Gelände 3 m, bei Tiefen von mehr als 8 m mindestens 1,50 m betragen. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Zu Abschnitt 4. 1

Bei den alten Bunkern mußten alle Umfassungsbau teile unter Erdgleiche, soweit sie nicht beiderseitig mit Erde satt hinterfüllt waren, 1,5 mal so dick wie die oberirdischen Teile ausgeführt werden. Jetzt dürfen die im Erdreich liegenden Wände und die Bunkersohle in gleicher Dicke wie die Decke oder wie etwaige über Erdgleiche befindlichen Wände bemessen werden. Auch auf die frühere Zerschellerschicht ist verzichtet worden. Nach den Erfahrungen des letzten Weltkrieges ist eine Unterbombung der Bunker kaum eingetreten, so daß auf die Verdämmung keine Rücksicht mehr genommen wurde, zumal die Dicke von 2,5 m auf 3,0 m erhöht ist.

4. 2 Bewehrung

Als Schutzbewehrung ist nur eine zugelassene Bewehrung, z. Z. die „Braunschweiger Bewehrung“ zu verwenden. Umfassungsbau teile (Decken, Wände, Sohle) mit einer lichten Freilänge von mehr als 6 m müssen unter Annahme einer allseitig von außen nach innen in ungünstigster Stellung wirkenden Ersatzlast von 30 t/m² Druck und 10 t/m² Sog berechnet werden. Die Schutzbewehrung kann, soweit möglich, statisch ausgenutzt werden. Die Umfassungsbau teile sind gegenseitig elastisch einzuspannen. Die größte zulässige lichte Spannweite beträgt 12 m. Werden Schutzbunker mit größeren Spannweiten gebaut, so müssen tragende Stahlbetonzwischenwände eingebaut werden. Für die Ausführung sind außer diesen Bestimmungen die Bestimmungen für Ausführung von Stahlbeton (DIN 1045 usw.) maßgebend.

Als Bewehrung können Betonstahl I allgemein und andere Betonstähle erst nach besonderer Zulassung verwendet werden.

Die Betonüberdeckung der Bewehrung auf der Innenseite der Umfassungsbau teile muß 1 cm betragen.

Zu Abschnitt 4. 2

Zur Zeit ist als Schutzbewehrung nur die auf Grund eingehenden Versuche von Herrn Oberbaurat Winter und Professor Dr.-Ing. Kristen entwickelte „Braunschweiger Bewehrung“ zugelassen. In Kürze dürften auch noch andere Bewehrungen erlaubt werden, die in ähnlicher Weise entwickelt sind. Bei der Braunschweiger Bewehrung bleibt das obere Drittel der Decken und das äußere Drittel der Wände aus Stahlernis-Gründen ohne Stahleinlagen, da diese besonders gegen das Eindringen von Bomben nur von geringerem Einfluß waren und andererseits dadurch die Möglichkeit besteht, Beton mit Körnungen der Zuschlagstoffe bis zu 100 mm zu ver-

wenden. Als Stahl ist z. Z. nur Betonstahl I zugelassen. Nach DIN 1612, 3. Ausgabe März 1943 kann bis zu 30 mm Durchmesser St. 00.12 und bei größerer Dicke St. 37.12 als Betonstahl I verwendet werden. Aus wirtschaftlichen Gründen wäre es aber wünschenswert, baldmöglichst auch höherwertige Stähle zuzulassen, da der hergestellte Betonstahl I z. Z. nur 20% des für Stahlbeton gelieferten Stahles ausmacht. Grund für die alleinige Zulassung des Betonstahles I war seine große Mindestbruchdehnung. Da aber die Betonstähle IIa, IIIa und IVa (naturhart) auch diese Mindestbruchdehnung aufweisen, könnten auch diese sofort zugelassen werden. Bei Stählen mit geringerer Bruchdehnung müßte ihre Eignung für Bunkerbauten erst auf Grund von Versuchen, die z. Z. eingeleitet sind, nachgewiesen werden. Wird eine andere Stahlsorte als Betonstahl I verwendet, dann dürfen die festgelegten Durchmesser und die Abstände nicht verändert werden. Die Betonüberdeckung ist auf der Innenseite mit nur 1 cm festgelegt, damit die Insassen des Bunkers, falls diese Schicht abgesprengt wird, nicht durch größere Betonstücke verletzt werden.

4.3 Dicke der Innenwände und Zwischendecken

4.31 Tragende Wände innerhalb des von den Umfassungsbauteilen umschlossenen Raumes sind, soweit sie zur Aufnahme der Ersatzlast von 30 t/m² herangezogen werden, in Stahlbeton 1 m dick mit folgender Bewehrung auszuführen:

Minstdurchmesser 12 mm mit 0,15 m Abstand kreuzweise auf beiden Seiten verlegt und in die Umfassungen einbindend.

4.32 Nicht tragende Trennwände können in beliebiger Dicke, jedoch nur aus nichtbrennbaren Baustoffen ausgeführt werden.

Zwischendecken sind als massive Stahlbetondecken von mindestens 0,40 m Dicke auszuführen. Ihre Verkehrslasten sind mit 1000 kg/m² anzunehmen.

Zu Abschn. 4.3

Bei der Ausführung der Decken und Wände und ihrer Bekleidung ist darauf zu achten, daß durch Erschütterungen nicht Teile abplatzen und durch Staubeentwicklung die Insassen belästigen. Eine Bekleidung mit dünnen an die Wand geleimten Platten könnte ruhig gestattet werden.

4.4 Überdeckung

Erdüberdeckung auf Abschlußdecken von Schutzbunkern ist unzweckmäßig. Falls sie unvermeidbar ist, darf sie nicht über 0,5 m dick sein.

Zu Abschn. 4.4

Die Erdüberdeckung ist zur Tarnung der Bauten durch Bepflanzung meistens sehr zweckmäßig. Sie sollte aber wegen der bei Sprengbomben verdämmenden Wirkung des Erdreiches nicht dicker als 50 cm sein.

5. Ausführung

5.1 Betongüte

Für alle Umfassungsbauteile und alle tragenden Bauteile ist ein Beton B 450 zu verwenden.

Zur Herstellung des Betons der Umfassungsbauteile darf im Hinblick auf die Wärmeentwicklung beim Abbinden nur Zement Z 225 nach DIN 1164 verwendet werden. Die Sieblinie der Zuschlagstoffe des Betons muß zwischen den Linien D und E der DIN 1045 § 5 liegen bzw. gleichwertig sein.

Darüber hinaus ist im oberen Meter der Schutzdecken nur ein Beton zu verwenden, dessen Zuschlagstoffe Sieblinien zwischen den in Bild 2 angegebenen Sieblinien aufweisen.

Hierbei ist je nach dem vorhandenen größten Korn eine Sieblinie einzuhalten, die innerhalb der Bereiche der beiden angegebenen Sieblinien liegt. Es ist durch geeignete Wahl der Zementmenge und des Wasserzusatzes darauf zu achten, daß die Festigkeit der verschiedenen Betonsorten mit 30 bis 100 mm Größtkorn die gleiche bleibt. Bei Umfassungswänden wird die Größe der auch hier erwünschten groben Zuschlagstoffe durch die Notwendigkeit begrenzt, alle Bewehrungsstäbe gut und dicht zu umhüllen.

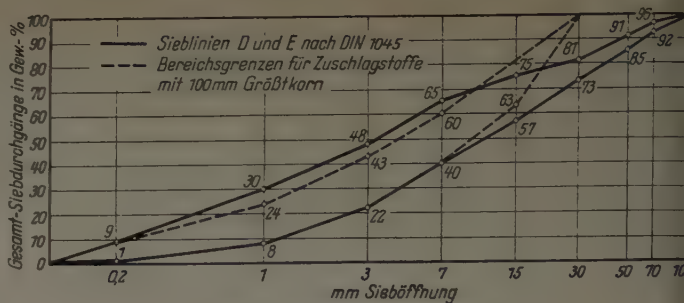


Bild 2. Sieblinien der Zuschlagstoffe

Der Beton des gesamten Bauwerks muß durch Innenrütteln verdichtet werden.

Da die Anforderungen an die Betongüte insbesondere aus wegen der Verarbeitung von verschiedenen Mischungen in einem Bauteil höher sind als bei üblichen Bauwerken, dürfte mit der Ausführung von Schutzbunkern vom Bauherrn nur solche Bauunternehmer betraut werden, die die Gewähr bieten, daß sie Beton der geforderten Güte in größeren Mengen herstellen können.

Zu Abschn. 5.1

Bei den alten Bunkern wurde ein B 300 verlangt, jetzt ist ein B 450 für alle Umfassungsbauteile und alle tragenden Bauteile vorgeschrieben. Wenngleich die Betontechnologie durch Verwendung von Rüttlern usw. sehr verbessert ist, so dürfte es doch auch für erstklassige Baufirmen sehr schwierig sein, einen B 450 herzustellen, zumal nur Z 225 verwendet werden soll. Da ein Z 225 kaum mehr von den Zementfabriken hergestellt wird, und auch der in braunen Säcken gelieferte Zement fast immer ein Z 325 ist, so sollte der Z 325 ruhig zugelassen werden, besonders weil die Wärmeentwicklung gegenüber Z 225 nicht viel größer ist. Bei Verwendung von Z 225 müßten schätzungsweise mindestens 500 kg Z auf 1 m³ fertigen Beton verwendet werden, so daß durch einen geringeren Zementzusatz bei Z 325 der etwaige Preisunterschied wettgemacht ist. Die Zuschlagstoffe müssen zweckmäßig in vier Korngrößen von den Kieswerken angefordert und zu der verlangten Sieblinie zusammengesetzt werden (Bild 2). Eine Sieblinie mit Ausfallkörnung kann zweckmäßig sein; auch die Verwendung von Korngrößen bis 100 mm in den nicht bewehrten Teilen hat sich sehr bewährt.

5.2 Arbeits- und Dehnungsfugen

Für die Arbeitsfugen sind die Vorschriften der DIN 1045, § 9 Ziff. 4 besonders sorgfältig zu beachten. Arbeitsfugen sind in Decken nur senkrecht zur Deckenebene und in Wänden nur in waagerechter Richtung bzw. senkrecht zur Wandebene zulässig. An den Gebäudedecken und bei Bewehrungsstößen sind Arbeitsfugen nicht vorgesehen. Dehnungsfugen sind unzulässig. Die gesamte Bewehrung ist vor dem Betonieren einzubringen.

Zu Abschn. 5.2

Auf eine sorgfältige Ausbildung der Arbeitsfugen ist größter Wert zu legen. Schon bei der Planung werden zweckmäßig Betonierabschnitte festgelegt, deren Größe sich nach der Leistungsfähigkeit der Betonieranlage leicht bestimmen läßt. Der Beton wird zweckmäßig in einer Schichtdicke von 15 bis 20 cm eingebracht. An Dehnungsfugen, die bei den alten Hochbunkern bei Bauwerkslängen über 40 m gefordert werden mußten, ist bei den unterirdisch angelegten Bunkern bewußt verzichtet worden.

5.3 Aussparungen

Umfassungsbauteile können Aussparungen zur Aufnahme von Rohrleitungen (Belüftungsrohren usw.) enthalten, soweit die Querschnittsfläche einer Aussparung nicht größer ist als 200 cm². Die Aussparungen dürfen Umfassungsbauteile nur mit geknickter Linienführung durchbrechen. Aussparungen, die mehr als 200 cm² Querschnittsfläche haben, sind außerhalb der Durchbruchstelle in mindestens 2 m Dicke zu sichern und — soweit notwendig — mit einer Ausblasöffnung zu versehen.

Abschn. 5.3

Auf eine sorgfältige Ausführung der Aussparungen, die immer die schwachen Stellen der Bunker sind, ist besonders großer Wert zu legen. Je größer die Anzahl der Knicke in der Linienführung, desto geringer die Sicherheit.

7. Vorhandene Anlagen

Vor dem Neubau von Schutzbunkern ist zu untersuchen, ob im Schutzgebiet alte oder entfestigte Bunker vorhanden sind, die mit geringem Aufwand wieder hergestellt und auf den erforderlichen Schutzgrad gebracht werden können. Beträgt die Wanddicke vorhandener Bunker 3 m, so gelten sie als Schutzbunker unter der Voraussetzung, daß sie wiederhergestellt werden können, wenn sie sonst diesen Richtlinien entsprechen.

Abschn. 7

Alte Bunker mit 3 m dicken Wänden und Decken, die damit den neueren Richtlinien entsprechen, dürften kaum in der Bundesrepublik vorhanden sein, da eine Dicke von 2,5 m vorgeschrieben war und durchgeführt ist.

7.1 Bei der Wiederherstellung solcher Schutzbunker muß darauf geachtet werden, daß vor Schließung der eingesprengten Öffnungen die neue Stahlbewehrung sorgfältig an die alte Bewehrung angeschweißt wird und an den Seiten und in die Brüstung konische Aussparungen im alten Beton ausgespitzt und die Berührungsflächen aufgeraut werden. Durch diese Maßnahme wird ein fester Verband des alten Stahlbetons mit dem neuen erreicht.

Abschn. 7.1

Die Ausbesserung der alten „entfestigten“ Bunker, deren Anzahl etwa 3000 beträgt, dürfte sehr schwierig sein und große Kosten verursachen.

ursachen, zumal auch das Innere der Bunker (Entlüftungsanlagen usw.) neu herzustellen sein wird. Ob die ausgefüllten Löcher der Türen und Fenster (20% des Bauwerks) den großen Anforderungen der jetzigen Kampfmittel standhalten, dürfte sehr zweifelhaft sein.

7.2 Bei Umfassungsbauteilen von 2 bis 3 m ist in Erwägung zu ziehen, in Verbindung mit den Maßnahmen gemäß 7.1 eine Verstärkung der Wände und Decken auf 3 m durchzuführen. Der dadurch erreichte Schutzzumfang entspricht etwa dem Schutzzumfang dieser Richtlinien.

Zu Abschn. 7.2

Eine Verstärkung der 2,5 m dicken Umfassungswände und Decken auf 3,0 m wird, wie durch eingehende Versuche festgestellt ist, nie einer in einem Guß hergestellten Wand oder Decke von 3,0 m Dicke gleichwertig sein. Besonders bei den Wänden wird diese dünne Schale von 0,50 m sich bei Erschütterungen leicht ablösen, da eine Verbindung mit dem alten Beton sehr schwierig sein dürfte.

Schrifttum:

- [1] Bestimmungen für den Bau von Luftschutz-Bunkern, Fassung Juli 1941. Herausgegeben vom Reichsminister der Luftfahrt und Oberbefehlshaber der Luftwaffe — Inspektion des Luftschutzes — Berlin 1941.
- [2] Soxhlet, LS-Bunker und Atombombe. Zeitschr. Ziviler Luftschutz, 1953, Heft 10, S. 233. Verlag Gasschutz und Luftschutz Dr. Ebeling, Koblenz.
- [3] Kristen und Ehrenberg, Die Entwicklung der Schutzbewehrung von Wehrbauten insbesondere LS-Bauten aus Stahlbeton. Mitteilung aus dem Institut für baulichen Luftschutz der Technischen Hochschule Braunschweig, herausgegeben im Auftrage des Reichsluftfahrtministers, Inspektion Luftschutz, Braunschweig 1944, Verlag Vieweg und Sohn.
- [4] USA gegen Luftschutzbunkerbauten. Kurznotiz in Ziviler Luftschutz, 1954, Heft 4, S. 105.
- [5] Dählmann und Leutz, Gedanken über den Schutzraumbau. Ziviler Luftschutz, 1953, Heft 7/8, S. 169 ff.
- [6] Leutz, Baulicher Luftschutz. Schriftenreihe über zivilen Luftschutz, Heft 1, S. 98. Koblenz 1953, Verlag Gasschutz und Luftschutz Dr. Ebeling.
- [7] Wiendieck, Der Schutzraumbau. Ziviler Luftschutz, 1954, Heft 12, S. 303.
- [8] Winter und Kristen, Die Braunschweiger Schutzbewehrung. Baulicher Luftschutz, 1942, S. 8.
- [9] Franek, Verwendung der Luftschutz-Bunker. Ziviler Luftschutz, 1954, Heft 2, S. 30.

Das Für und Wider der n -freien Bemessung

V. Das n -freie Berechnungsverfahren in den USA [1]

Von Dipl.-Ing. Ernst Lüdecke, Hannover-Vinnhorst

DK 624.012.41 Bemessung von Stahlbeton

In den USA ist das n -freie Berechnungsverfahren eingeführt. Folgendes soll ein Auszug der im Schrifttum angeführten amerikanischen Veröffentlichung gegeben werden:

Vorbemerkung und Überlastungsbeiwerte

Die Kraftgrößen eines Tragwerks werden mit Hilfe der Theorie der elastischen Verschiebungen bestimmt. Daher müssen die Spannungen im Innern eines Querschnitts unter Gebrauchslast unter der elastischen Grenze bleiben. Dementsprechend wurden die Querschnitte bisher nach dem n -Verfahren, einem Verfahren auf der Grundlage der Elastizitätstheorie bemessen.

So bemessene Querschnitte ergaben, besonders bei hochbewehrten Bunkern, bei Bruchversuchen Momente, die um 50% höher lagen, als nach der Rechnung zu erwarten war. Ihre Sicherheit war also größer als beabsichtigt.

Diese übermäßige Sicherheit zugunsten einer größeren Wirtschaftlichkeit abzubauen ist erwünscht. Eine Möglichkeit hierzu ist durch das n -freie Berechnungsverfahren gegeben. Es genügt jedoch nicht, nur das Berechnungsverfahren geändert wird, sondern es müssen neben den bekannten Lastannahmen noch sogenannte Überlastungsbeiwerte eingeführt werden, in denen die geforderten Sicherheiten, gleichzeitig aber auch die statistische Unsicherheit der einzelnen Belastungsannahmen berücksichtigt sind.

Das Eigengewicht hat eine bestimmte Größe, die sich im allgemeinen während der Lebensdauer eines Gebäudes nicht ändert. Die Größe der wirklichen Nutzlast ist jedoch weniger vorausbestimmbar und entzieht sich der Überwachung durch den Entwerfenden. Deshalb erscheint es nicht sinnvoll, für Eigengewicht und Nutzlast die gleichen Überlastungsbeiwerte zu benutzen. Außerdem

müssen die Überlastungsbeiwerte so groß sein, daß unter Gebrauchslast die Theorie der elastischen Verschiebungen noch Gültigkeit hat, damit die ermittelten Kraftgrößen stimmen.

Hierfür hat man folgende Begriffe eingeführt:

- B = Traglast,
 g = Beanspruchung durch die Grundlast, wobei unter Grundlast die Wirkung der aus Eigengewicht und den durch plastische und elastische Vorgänge, Schwinden und Temperatur verursachten Volumenänderungen zusammengefaßt wird,
 p = Beanspruchung aus Verkehrslast einschließlich Stoßzuschlag,
 w = Beanspruchung aus Windkräften bzw. durch Erdbebenwirkung,
 K = Überlastungsbeiwert = 2 für Säulen und Bauteile, die durch Biegung und Längskraft beansprucht werden, und
 = 1,8 für Bauteile, die nur durch Biegung beansprucht werden.

Die Abmessungen der Querschnitte sollen so groß sein, daß

1. sie imstande sind, die unten aufgeführten Lastzusammensetzungen ohne Bruch auszuhalten und
2. die Dehnungen unter Gebrauchslasten nicht so groß werden, daß sie zu ausgedehnter Rißbildung führen.

Diese Forderungen sollen durch die folgenden Gleichungen erfüllt werden.

Für Bauwerke, bei denen wegen ihrer Lage oder ihrer Abmessungen Windlasten nicht berücksichtigt zu werden brauchen, gelten:

$$B = 1,2 g + 2,4 p \quad (\text{I}) \quad \text{oder}$$

$$B = K (g + p) \quad (\text{II})$$

Mittig belastete kurze Stützen

Wenn keine Knickgefahr vorhanden und die Last genau mittig angeführt wird, beträgt die Bruchlast:

$$P_{\text{Bruch}} = 0,85 K_b (F_b - F_e) + F_e \cdot \sigma_s. \quad (6)$$

Darin bedeuten:

- = Bruttofläche des Querschnitts,
- = Querschnittsfläche aller Bewehrungsstäbe.

Alle mittig belasteten Stützen sind für eine kleine Exzentrizität der Normalkraft zu berechnen.

Für umschnürte Säulen ist als Exzentrizität das 0,5-fache der Seite, für hügelbewehrte Stützen das 0,10fache der geringsten Seite anzunehmen.

Biegung mit Längskraft

Aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen $N = 0$ und $M = 0$ ergeben sich zwei Gleichungen.

I. $N = 0$,

$$P_{\text{Bruch}} = 0,85 K_b \cdot b \cdot \alpha \cdot x + F_e' (\sigma_s - 0,85 K_b) - F_e \cdot \sigma_e; \quad (7a)$$

II. $M = 0$,

$$P_{\text{Bruch}} \cdot e = 0,85 K_b \cdot b \cdot \alpha \cdot x (h - \beta x) + F_e' (\sigma_s - 0,85 K_b) (h - h'). \quad (7b)$$

Darin bedeuten:

- e = Abstand der Normalkraft vom Schwerpunkt der Zugbewehrung,
- σ_e = Spannung in der Zugbewehrung, die gleich σ_s ist, wenn die Zugbewehrung für den Bruch maßgebend ist, aber kleiner als σ_s , wenn die Druckzone versagt.

und β = Verhältniszahlen wie unter 3.1,

x = Abstand der neutralen Faser vom gedrückten Rand.

Wird die größte Betondehnung auf 3‰ begrenzt und der E -Modul der Bewehrung mit $2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt, dann folgt aus Gl. (7a), β der Bruch durch Versagen der Zugbewehrung eintritt, wenn

$$P_{\text{Bruch}} \leq P_g = 0,72 \cdot \frac{6300}{6300 + \sigma_s} \cdot K_b \cdot b \cdot h + F_e' (\sigma_s - 0,85 K_b) - F_e \cdot \sigma_s; \quad (8)$$

P_g = Grenzkraft, bei der ein Versagen der Zugbewehrung und der Druckzone gleichzeitig auftreten kann.

Die Beiwerte 0,85 bzw. 0,72 sind je 70 kg/cm^2 höhere Betondehnung um 0,05 bzw. 0,04 zu vermindern, wenn K_b 350 kg/cm^2 erreicht.

Wird P_{Bruch} kleiner als der in Gleichung (8) angegebene Wert, so $\sigma_e = \sigma_s$, gehen die Gleichungen (7a) und (7b) über in

$$P_{\text{Bruch}} = 0,85 K_b \cdot b \cdot h \left\{ \mu \cdot m' - \mu \cdot m + 1 - e/h + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{h}\right)^2 + 2 \left[\frac{e}{h} (\mu \cdot m - \mu' \cdot m') + \mu' \cdot m' (1 - h'/h) \right]} \right\}. \quad (9)$$

Darin bedeuten:

$$m = \sigma_s / 0,85 K_b; \quad m' = m - 1.$$

Für symmetrische Bewehrung wird aus Gleichung (9)

$$P_{\text{Bruch}} = 0,85 K_b \cdot b \cdot h \left\{ -\mu + 1 - e/h + \sqrt{\left(1 - e/h\right)^2 + 2 \mu [m' (1 - h'/h) + e/h]} \right\}. \quad (10)$$

Ohne Druckbewehrung ergibt Gleichung (9)

$$P_{\text{Bruch}} = 0,85 K_b \cdot b \cdot h \left\{ -\mu \cdot m + 1 - e/h + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{h}\right)^2 + 2 \frac{e \cdot \mu \cdot m'}{h}} \right\}. \quad (11)$$

Überschreitet P_{Bruch} den in Gleichung (8) angegebenen Wert, tritt der Bruch durch Versagen der Druckzone ein. In diesem Fall kann

eine lineare Beziehung zwischen Normalkraft und Moment angenommen werden für Werte von P_{Bruch} , die zwischen denen nach Gleichung (8) und einer mittig angreifenden Kraft P_0 liegen.

In diesem Bereich wird

$$P_{\text{Bruch}} = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{P_0}{P_g} - 1 \right) \frac{e'}{e_g}}. \quad (12)$$

Darin bedeuten:

- e' = Abstand der Normalkraft vom plastischen Mittelpunkt,
- e_g = Abstand der Grenzkraft vom plastischen Mittelpunkt,
- plastischer Mittelpunkt = Schwerpunkt des Querschnittes unter der Annahme, daß der Stahl bis zur Streckgrenze und der Beton bis $0,85 K_b$ beansprucht wird.

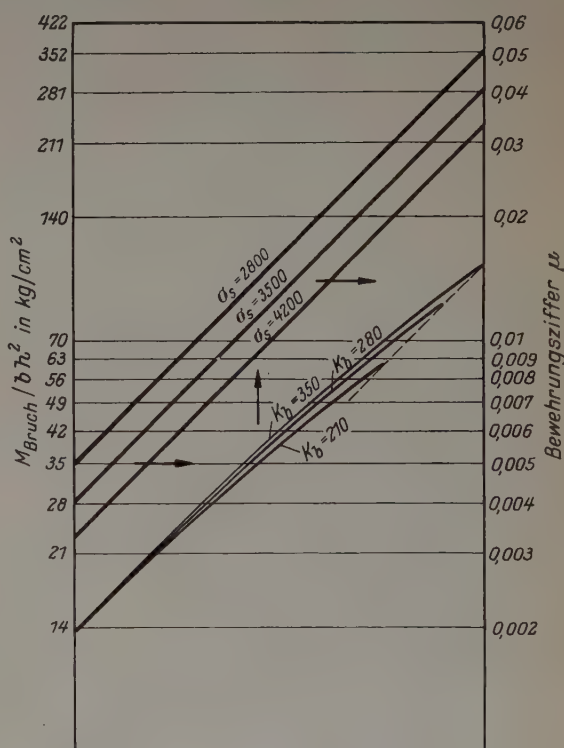
Ist symmetrische oder unsymmetrische Bewehrung vorhanden, kann für Gleichung (12) geschrieben werden:

$$P_{\text{Bruch}} = \frac{F_e' \cdot \sigma_s}{e/(h - h')} + \frac{K_b \cdot b \cdot d}{\frac{3d(e - 0,5d + h')}{h^2} + 1,18}. \quad (13)$$

Einführung in die Bemessungstafeln

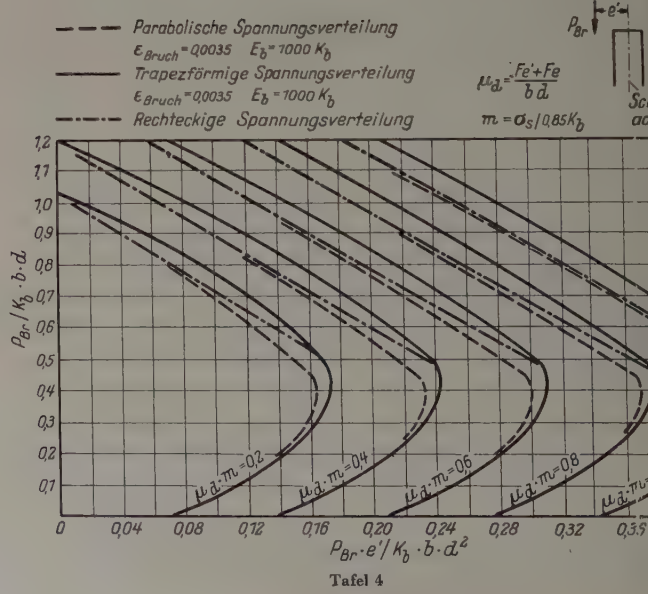
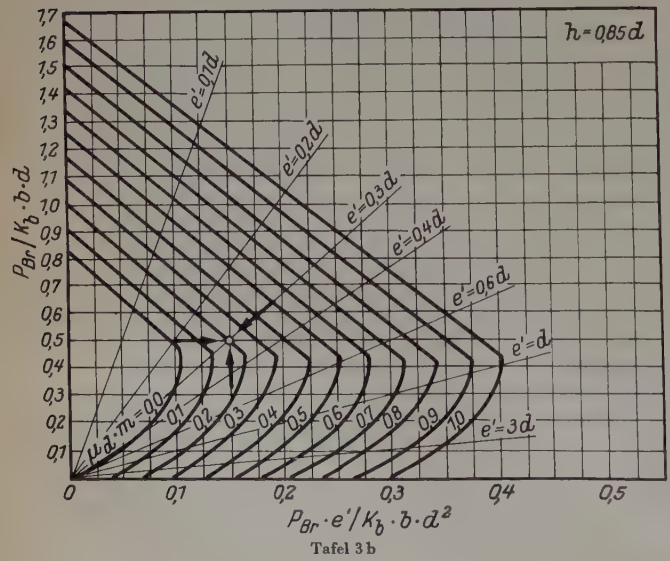
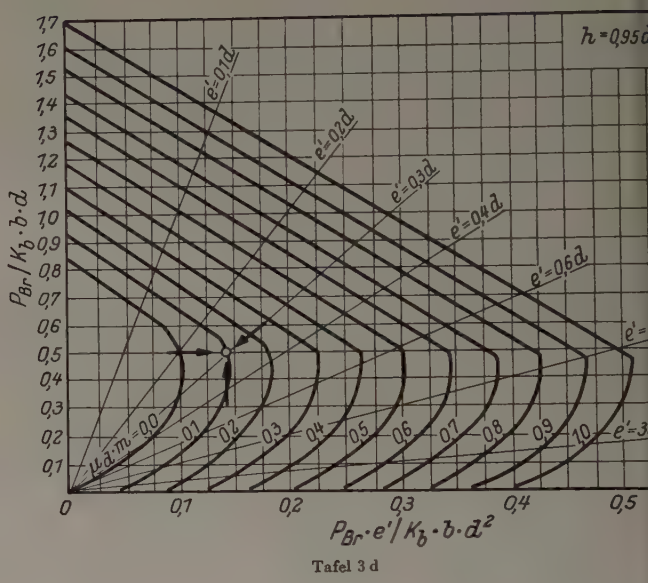
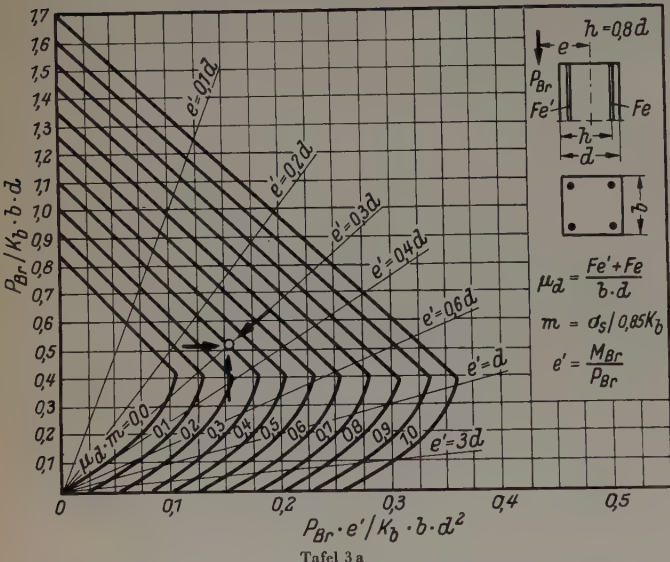
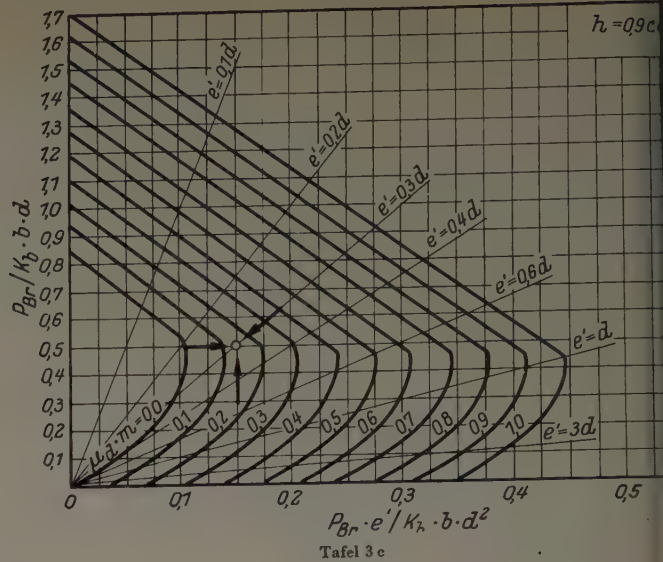
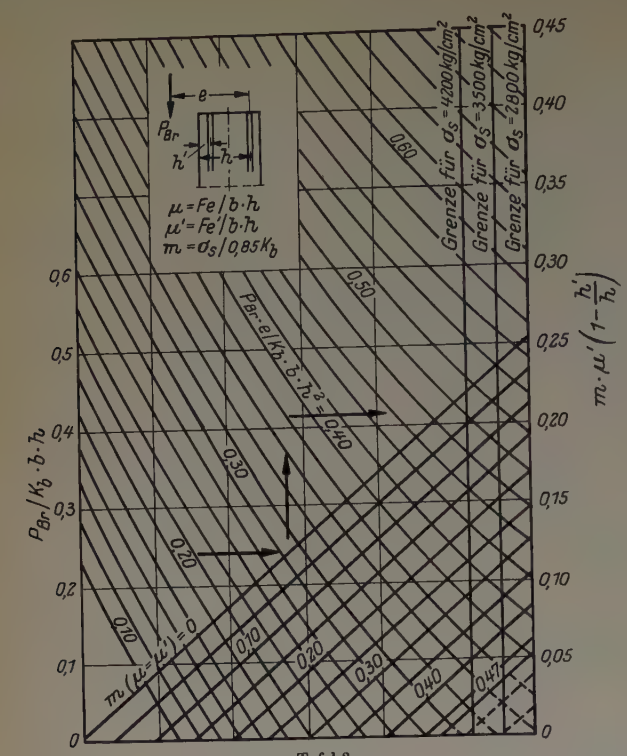
Tafel 1: stellt das Diagramm zwischen einem bezogenen Bruchmoment $\frac{M_{\text{Bruch}}}{b \cdot h^2}$ und der Bewehrungsziffer μ dar. Bei gegebenem Bruchmoment wählt man sich den Querschnitt und kann dann die erforderliche Bewehrung ermitteln, oder umgekehrt wählt man die Bewehrungsziffer und die Breite des Querschnitts und kann dann bei gegebenem Bruchmoment die Höhe des Querschnitts ermitteln.

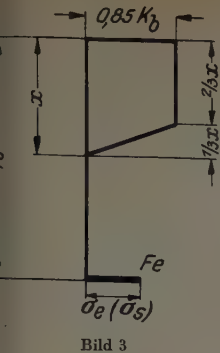
Tafel 2: stellt das Diagramm der Festigkeit für rechteckige Balken bei Biegung mit Längskraft dar, wenn die Zugzone versagt.



Tafel 1

Man wählt bei gegebenem P_{Bruch} den Querschnitt und das Verhältnis von Zug- zu Druckbewehrung. Dann beginnt man am linken Rand und sucht, der Pfeilrichtung folgend, die gewählten oder berechneten Werte auf. Aus dem Wert $m \cdot \mu' \left(1 - \frac{h'}{h}\right)$ kann man die erforderliche Bewehrung ausrechnen.





Tafeln 3a bis 3d: enthalten die Diagramme für die maßgebende Traglast von Rechteckquerschnitten unter Biegung mit Längskraft bei verschiedenen h/d und bei symmetrischer Bewehrung, wenn die Druckzone maßgebend ist.

Der Schnittpunkt der Werte $P_{\text{Bruch}}/K_b \cdot b \cdot d$ und $P_{\text{Bruch}} \cdot e'/K_b \cdot b \cdot d^2$ ergibt die erforderliche Bewehrung.

Tafel 4: stellt die Kurven der Festigkeit bei Verwendung von 3 verschiedenen Spannungsverteilungen dar (Parabel, Trapez (Bild 3) und Rechteck).

Bei rechteckiger Spannungsverteilung ist mit einem reduzierten Nulllinienabstand $x' = 0,85 x$ gerechnet worden.

Es zeigt sich, daß die Unterschiede zwischen den einzelnen Berechnungsmethoden nur unwesentliche Unterschiede in der Bruchlast ergeben.

Schrifttum:

[1] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318—56), abgedruckt in Journal of the American Concrete Institute, May 1956, No. 9.

Verschiedenes

Dach- und Deckenplatten aus bewehrtem, dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton

Richtlinien für Bemessung, Herstellung und Verwendung

Entwurf Juni 1956

DK 666.973 Leichtbeton — DK 624.024.155 Dachplatten — DK 624.025.22 Deckenplatten — DK 69.002.2 Vorfertigung

Änderungs- und Ergänzungswünsche sind bis 1. März 1957 zu richten an den Deutschen Ausschuß für Stahlbeton in Berlin W 15, Bundesallee 216/18.

Anwendungsbereich

Bewehrte Platten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton dürfen nur bei vorwiegend ruhender Belastung im Sinne von DIN 1055 B. 3, Abschn. 1.4 und bei Verkehrslasten bis 350 kg/m^2 zuzüglich etwaiger Ersatzlasten für leichte Trennwände nach DIN 1055, Bl. 3, Abschn. 4, unter Fluren zu Hörsälen und Klassenzimmern auch für Verkehrslasten von 500 kg/m^2 verwendet werden. Für Decken unter Wohnräumen ist mit einer Verkehrslast von 200 kg/m^2 gem. DIN 1055, Bl. 3, Abschn. 6.121 zu rechnen.

Allgemeines

- 2.1 Maßgebend für Bemessung, Herstellung und Verwendung bewehrter Platten aus Gas- und Schaumbeton sind, soweit im folgenden nichts anderes gesagt ist, DIN 1045 — Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton — und DIN 4225 — Fertigbauteile aus Stahlbeton, Richtlinien für Herstellung und Anwendung —.
- 2.2 Die Platten bedürfen einer allgemeinen Zulassung.
- 2.3 Die Platten dürfen nur in Werken hergestellt werden, die zweckmäßig eingerichtet sind, von einem erfahrenen Fachmann geleitet werden, eine Werksüberwachung nach Abschn. 11.21 dieser Richtlinien durchführen und sich einer laufenden Überwachung durch eine hierfür amtlich anerkannte Prüfstelle nach Abschn. 11.22 unterziehen.

Baustoffe

3.1 Gas- und Schaumbeton

3.1.1 Ausgangsstoffe

Es dürfen nur solche Bindemittel und Zuschlagstoffe verwendet werden, deren Eignung für die Herstellung eines dauerhaften Gas- und Schaumbetons entsprechend diesen Richtlinien und für die Härtung in gespanntem Dampf nachgewiesen ist.

Als Bindemittel dürfen u. a. verwendet werden: Zement nach DIN 1164 oder nicht dolomitischer Kalk in feingemahlener Oxyd- oder Hydratform.

Als Zuschlagstoffe kommen nur mineralische Stoffe in Betracht.

Geeignet können u. a. sein: feingemahlener kiesel-säurereicher Sand, granulierter Hochofenschlacke, Abbrandrückstände aus Ölschiefer, Steinkohlenfilterasche.

3.1.2 Güteklassen, Eigenschaften und Rechnungsgewicht

Der Gas- und Schaumbeton muß beim Verlassen des Herstellerwerks die Bedingungen der Tafel 1, Spalte 3

Tafel 1

Güteklassen, Eigenschaften und Rechnungsgewicht des Gas- und Schaumbetons

Güteklasse	Verwendung für	Druckfestigkeit Mindestens kg/cm ²	Betonrohrichte Höchstens kg/dm ³	Nachschwinden Höchstwert in mm/lfm	Kennzeichnung durch Farbanstrich	Rechnungsgewicht (einschl. Bewehrung) in kg/dm ³
1	2	3	4	5	6	7
GS 35 GS 50	Dachplatten Dach- und Deckenplatten	35 50	0,60 0,70	$\leq 0,5$	gelb blau	0,72 0,84

bis 5, erfüllen. (Wegen der Durchführung der Prüfung vgl. Abschn. 10 u. 11).

3.2 Bewehrungsstahl

3.2.1 Als Bewehrung sind punktgeschweißte Bewehrungsmatten aus Betonstahl I oder IV nach DIN 1045, § 5, Tafel I zu verwenden, soweit diese Stähle auf Grund einer allgemeinen Zulassung durch Punktschweißen verbunden werden dürfen. Der Durchmesser d_1 der Querstäbe darf nicht kleiner als 75% und nicht größer als 150% des Durchmessers d der Längsstäbe sein.

3.2.2 Die Schweißstellen müssen bei Prüfung nach Abschn. 10.22 mindestens folgende Kraft übertragen:

bei Betonstahl I: $P = 0,50 \cdot F_e \cdot \sigma_s$

bei Betonstahl IV: $P = 0,35 \cdot F_e \cdot \sigma_s$

dabei ist F_e der Querschnitt des Längsstabes, σ_s seine Mindeststreckgrenze nach DIN 1045, Tafel I, Spalte 4.

3.2.3 Ein Betonwerk darf die Bewehrungsmatten nur dann selber schweißen oder durch Einschweißen zusätzlicher Stäbe ergänzen, wenn dies in der allgemeinen Zulassung (vgl. Abschn. 2.2) gestattet ist.

4. Form und Abmessungen der Platten

4.1 Die Platten müssen rechteckig, planparallel und vollkantig sein. Breite und Dicke dürfen von den Sollmaßen höchstens $\pm 3 \text{ mm}$, die Länge höchstens $\pm 5 \text{ mm}$ abweichen. Die Plattendicke muß mindestens betragen:

Bei Dachplatten: allgemein: $d \geq 7 \text{ cm}$

bei Stützweiten bis einschl. $2,0 \text{ m}$: $d \geq 6 \text{ cm}$

bei Stützweiten bis einschl. $1,5 \text{ m}$: $d \geq 5 \text{ cm}$

Bei Deckenplatten: allgemein: $d \geq 12 \text{ cm}$

bei Stützweiten bis einschl. $2,0 \text{ m}$: $d \geq 10 \text{ cm}$

bei Stützweiten bis einschl. $1,5 \text{ m}$: $d \geq 7 \text{ cm}$



Bild 1 a



Bild 1 b

4.2 Jede Platte muß an den beiden Längsrändern Nuten haben. Sie müssen (z. B. nach Bild 1 a und b) so gestaltet sein, daß die mit den Nachbarplatten gebildeten Fugen mit Zementmörtel so ausgefüllt werden können, daß nach dem Erhärten des Mörtels von Platte zu Platte Querkräfte übertragen werden können (siehe auch Abschn. 6).

5. Bewehrung der Platten

- 5.1 Als Hauptbewehrung sind in 50 cm breiten Platten zu verlegen:
bei Stützweiten bis 1,5 m mindestens 3 Stäbe
bei Stützweiten bis 2 m mindestens 4 Stäbe
bei Stützweiten über 2 m mindestens 5 Stäbe.
Bei breiteren Platten sind entsprechend mehr Stäbe erforderlich.
- 5.2 Jede Platte muß wegen der Beanspruchung beim Befördern auch eine ausreichende obere Bewehrung erhalten.
- 5.3 Die Bewehrung der Zug- und Druckzone muß nach dem Erhärten des Betons so liegen, daß die Betondeckung mindestens 1 cm beträgt und die statisch erforderliche Höhe in keinem Falle um mehr als 0,5 cm unterschritten wird.
- 5.4 Der fertige Bewehrungskorb ist vor dem Einbau dauerhaft gegen Rost zu schützen. Die Schutzhaut darf beim Einbau nicht beschädigt werden.

6. Kennzeichnung der Platten

Bei jeder Platte sind durch Prägstempel an einer Stirnfläche die Betongüte und das Herstellerwerk (Firmenzeichen) anzugeben. Außerdem ist die Betongüte bei GS 50 mit einem blauen, bei GS 35 mit einem gelben, nicht abwaschbaren Farbanstrich zu kennzeichnen.
Haben Platten bei gleicher Dicke verschiedene Bewehrung, so sind auch Stahlgüte und Stahlquerschnitt oder die zulässige Belastung anzugeben. Statt dessen können auch andere Kennzeichen angebracht werden, wenn ihre Bedeutung an der Verwendungsstelle bekannt ist.
Die Ober- und Unterseite der Platten muß aus der Form der Nuten (vgl. Abschn. 4.2) einwandfrei erkennbar sein.

7. Lagerung im Werk und auf der Baustelle

Die Platten sind so zu lagern und zu befördern, daß eine Beschädigung, insbesondere der Kanten und der Auflagerflächen sowie eine Durchfeuchtung vermieden werden.

8. Einbau der Platten

- 8.1 Platten, deren Tragfähigkeit vermindert ist oder die an ihren Kanten und Auflagerflächen beschädigt sind, dürfen nicht verlegt werden, auch wenn sie nachträglich ausgebessert worden sind.
- 8.2 Die Tiefe des Auflagers auf Mauerwerk muß mindestens gleich der Plattendicke, aber nicht weniger als 7 cm sein.
Die Tiefe des Auflagers auf Stahlträgern muß mindestens 5 cm oder 1/80 der Stützweite sein. Das größere Maß ist maßgebend. Bei Dachplatten mit einer Stützweite bis zu 2,5 m darf das Maß auf 3,2 cm vermindert werden. (Auflagerbreite eines I 14), vorausgesetzt, daß die Stahlträger beiderseits belastet oder derart gestützt bzw. verankert sind, daß sie weder seitlich ausweichen noch sich verdrehen können.
- 8.3 Dach- und Deckenplatten sind mit ihrer Unterstützung und untereinander so zu verbinden, daß sie nicht seitlich verschoben oder abgehoben werden können.
Die Platten sind in Zementmörtel (mind. 1 : 4 in Raumteilen) zu verlegen, dem zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit Kalkpulver beigelegt werden darf (vgl. DIN 1053, Tafel 3, Zeile 7). Platten, die auf dem oberen Flansch von Stahlträgern liegen, brauchen nicht in Mörtel verlegt und ihre Stoßfugen an den Stirnflächen nicht vermörtelt zu werden.
Die durch die Nuten an den Längsrändern der Platten gebildeten Fugen (vgl. Abschn. 4.2) sind mit Zementmörtel auszufüllen. Vor dem Vergießen sind die Fugen zu säubern und anzunässen.

9. Bemessung

9.1 Allgemeines

Bei der Bemessung sind die Plattendicke (Abschn. 9.2) und die erforderliche Bewehrung (Abschn. 9.3) zu ermitteln. Ferner sind die Schubspannungen (Abschn. 9.4) und die Verankerung der Bewehrung (Abschn. 9.5) nachzuweisen.

9.2 Ermittlung der Plattendicke

Zur Ermittlung der Plattendicke dient der Bruchsicherheitsnachweis, der für das 1,75fache größte Moment M_{g+p} ständiger Last und Verkehrslast zu führen ist. Beim Bruchsicherheitsnachweis ist von der Annahme ebener Querschnitte auszugehen und die Dehnung des Stahles stets mit $20/1000$ Rechnung zu stellen; die Stauchung des Betons am Druckrand darf bis zu $20/1000$ angenommen werden.
Die Druckkraft D_b , die eine rechteckige Biegedruckzone aufnehmen kann, ist dann:

$$D_b = 0,60 \cdot b \cdot x \cdot \frac{2}{3} W \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b\max}}$$

Dabei ist

- b die Breite der Betondruckzone
- x Der Abstand der Nullachse vom Druckrand
- W die Würfelfestigkeit des Betons (s. Tafel 1, Sp. 3)
- ϵ_b die in Rechnung gestellte Stauchung des Betons am Druckrand
- $\epsilon_{b\max}$ die größte zul. Stauchung des Betons am Druckrand ($= 20/1000$)

Der Schwerpunkt der Biegedruckzone ist im Abstand $0,36x$ vom Druckrand anzunehmen. Damit ergibt sich der Hebelarm der inneren Kräfte zu $z = (h - 0,36x)$.

Auf Grund dieser Annahmen sind in Tafel 2 unter Zugrundelegung einer 1,75fachen Sicherheit beim Stahl und einer um 50% höheren Sicherheit im Beton die Beiwerte k_h und k_z dazugehörigen Beiwerte k_x in Abhängigkeit von der Betondeckung zusammengestellt, mit deren Hilfe die Platte nach den Gleichungen (2) und (3) bemessen werden kann.

$$h = k_h \sqrt{\frac{M_{g+p}}{b}}$$

$$z = k_z \cdot h$$

Dabei ist

- h die statische Nutzhöhe der Platte
- M_{g+p} das größte Moment aus ständiger Last und Verkehrslast
- b die Breite der Betondruckzone
- z der Hebelarm der inneren Kräfte

Tafel 2
Beiwerte k_h und k_z für die Bemessung der Platten

$\frac{x}{h}$	k_h		k_z	ϵ_b ‰
	GS 50	GS 35		
1	2	3	4	5
0,200	1,373	1,643	0,928	0,5
0,231	1,177	1,403	0,917	0,6
0,259	1,032	1,235	0,907	0,7
0,286	0,921	1,104	0,897	0,8
0,311	0,840	1,008	0,888	0,9
0,333	0,772	0,923	0,880	1,0
0,355	0,715	0,855	0,872	1,1
0,375	0,672	0,803	0,865	1,2
0,394	0,634	0,758	0,858	1,3
0,412	0,597	0,715	0,852	1,4
0,429	0,564	0,675	0,846	1,5
0,444	0,542	0,648	0,840	1,6
0,459	0,517	0,618	0,835	1,7
0,473	0,496	0,594	0,830	1,8
0,488	0,476	0,570	0,825	1,9
0,500	0,461	0,551	0,820	2,0

Um die Durchbiegung der Platte auf etwa 1/300 der Stützweite l zu beschränken, muß der Beiwert k_h außerdem mindestens sein:

bei GS 35: $k_h \geq 0,09 \sqrt{\frac{l}{h}}$

bei GS 50: $k_h \geq 0,07 \sqrt{\frac{l}{h}}$

Dabei ist l die Stützweite der Platten und
 h ihre stat. Nutzhöhe.

9.3 Ermittlung der Bewehrung und zulässige Stahlspannung

Die erforderliche Bewehrung F_e der Platte ergibt sich zu

$$F_e = \frac{M_{g+p}}{z \cdot \sigma_{zul}} \quad (4)$$

Dabei ist

M_{g+p} das größte Moment aus ständiger Last und Verkehrslast
 z der Hebelarm der inneren Kräfte gem. Gl. (3) in Abschn. 9.2

σ_{zul} die zulässige Stahlspannung

Plattendicke:

	≤ 7 cm	> 7 cm
bei Betonstahl I:	1200 kg/cm ²	1400 kg/cm ²
bei Betonstahl IV:	1600 kg/cm ²	1800 kg/cm ²

9.4 Nachweis der Schubspannungen und zul. Schubspannungen

Die Schubspannung in der Platte ermittelt sich zu:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \quad (5)$$

Dabei ist

Q die größte, unter ständiger Last und Verkehrslast auftretende Querkraft

b die Plattenbreite und

z der Hebelarm der inneren Kräfte gem. Abschn. 9.2.

Die Schubspannung nach Gl. (5) darf höchstens sein:

bei GS 35 0,8 kg/cm²

bei GS 50 1,2 kg/cm²

Werden diese Werte überschritten, so ist die Nutzhöhe h zu vergrößern.

9.5 Nachweis der Verankerung

9.51 Beim Nachweis der Verankerung der Hauptbewehrung darf die Haftung zwischen Beton und Stahl nicht in Rechnung gestellt werden. Die aus dem Querschnitt F_e und der zulässigen Spannung σ_{zul} (Abschn. 9.3) ermittelte Zugkraft $Z = \sigma_{zul} \cdot F_e$ jedes einzelnen Stabes der Hauptbewehrung ist allein durch Leibungsdruck der Querstäbe auf den Beton zu übertragen. Dabei darf die durch einen Schweißpunkt, bzw. einen Querstab, übertragene Kraft Z_1 mit einem Drittel der nach Abschn. 3.22 erforderlichen Tragfähigkeit der Schweißstelle, bzw. nach Gl. (6) oder (7) angenommen werden, und zwar:

$$\text{bei Betonstahl I zu: } Z_1 = \frac{(5d_1 - 1)}{1,2} \cdot W \quad (6)$$

$$\text{bei Betonstahl IV zu: } Z_1 = (5d_1 - 1) W \quad (7)$$

Dabei ist

d_1 der Durchmesser der Querstäbe in cm

W die Würfelfestigkeit des Betons in kg/cm² (s. Tafel 1, Spalte 3).

Der kleinere Wert von Z_1 ist maßgebend.

9.52 Abstände und Durchmesser der Querstäbe sind so zu wählen, daß mindestens die Hälfte der zu verankernden Zugkraft Z auf den Beton auf einer Strecke übertragen wird, die vom Plattenende an gerechnet höchstens gleich der 4fachen Plattendicke ist. Der erste Querstab darf vom Plattenende keinen größeren Abstand als $(3d_1 + 1)$ cm haben.

Die zur Übertragung der restlichen Zugkraft nötigen Querstäbe sollen etwa entsprechend dem Verlauf der Querkraft verteilt werden, wobei der letzte für die Verankerung bestimmte Querstab nicht mehr als 50 cm von der Plattenmitte entfernt sein soll.

Prüfverfahren

0.1 Gas- und Schaumbeton

10.11 Rohwichte

Die Rohwichte wird als Mittelwert an mindestens 6 Würfeln mit einer Kantenlänge gleich der Plattendicke, aber höchstens 10 cm, nach Trocknung bei 105°C ermittelt, wobei kein Einzelwert um mehr als

0,05 kg/dm³ über dem Mittelwert liegen darf. Die Würfel werden aus mindestens 3 bewehrten oder gleichzeitig hergestellten unbewehrten Platten aus der gleichen Mischung und der gleichen Form je zur Hälfte nahe den Flächen entnommen, die bei der Herstellung in der Form unten bzw. oben lagen.

10.12 Würfelfestigkeit

Die Druckfestigkeit wird an 6 Würfeln festgestellt, die nach Abschn. 10.11 entnommen wurden. Bei der Prüfung ist der Druck gleichlaufend zur Plattenlänge auszuüben. Diese Richtung ist vor der Entnahme der Würfel zu kennzeichnen. Vor der Prüfung müssen die Würfel durch Abschleifen oder durch eine dünne Gleichschicht aus Zement oder Gips ebene und parallele Druckflächen erhalten. Als Druckfestigkeit (Bruchlast) gilt die erreichte Höchstlast. Maßgebend für die Würfelfestigkeit ist der Mittelwert aus der Druckfestigkeit der zusammengehörigen Würfel. Dabei darf kein Einzelwert mehr als 15% unter dem Mittelwert liegen. Da sich die Werte in Spalte 3 der Tafel 1 (vgl. Abschn. 3), auf einen Feuchtigkeitsgehalt von 3 bis 10 Vol. % beziehen, ist auch der Feuchtigkeitsgehalt an den Bruchstücken oder an gleichartig gelagerten Würfeln festzustellen und im Prüfungszeugnis anzugeben.

10.13 Nachschwinden

Das Nachschwinden wird als Mittelwert an mindestens 3 Prismen 4 cm × 4 cm × 16 cm ermittelt, die aus der Mitte der Platten im Lieferzustand auf trockenem Wege herausgesägt werden.

Die Prüfung richtet sich nach DIN 1164, § 26. Die Meßzapfen werden sofort nach dem Heraussägen mit Siegellack oder Stuckgips eingekittet oder mit anderen geeigneten Mitteln befestigt.

Die erste Messung wird unmittelbar nach dem Festsetzen der Meßzapfen vorgenommen, dann werden die Probekörper nach DIN 1164, § 26, während 28 Tagen über Pottasche gelagert und nach 28 Tagen das Nachschwindmaß festgestellt. Dabei darf kein Einzelwert über 0,5 mm/m liegen. Bei beiden Messungen ist auch der Feuchtigkeitsgehalt der Probekörper festzustellen.

10.2 Bewehrung

10.21 Betonstahl

Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung bzw. 0,2-Grenze des Betonstahls der Bewehrungsmatten sind durch den Zugversuch nach DIN 50146 bzw. 50144 an Probestäben zu ermitteln, die mindestens eine Schweißstelle enthalten. Wenn im Betonwerk in gelieferte Matten Stäbe eingeschweißt werden (vgl. Abschnitt 3.23), so müssen die Probestäbe neben einer im Herstellerwerk der Matte auch noch eine im Betonwerk hergestellte Schweißstelle haben. Die Bruchdehnung ist auf einer Strecke zu messen, in der eine Schweißstelle enthalten ist.

10.22 Die Tragfähigkeit wird durch Abreißen des in der Richtung seiner Achse gezogenen Längsstabes vom Querstab festgestellt. Dabei wird der Querstab in zwei Klemmbacken auf einer Länge von mindestens $4d_1$ so eingespannt, daß beiderseits des Längsstabes 1 bis 2 mm frei bleiben. Bei der Prüfung ist dafür zu sorgen, daß die Achsen des Längsstabes und der Haltevorrichtung in der Maschinenachse liegen. Als Tragfähigkeit ist der Mittelwert von 5 Versuchen anzunehmen, wobei der kleinste Einzelwert nicht mehr als um 20% unter dem Mittelwert liegen darf.

10.3 Rostschutzmittel

10.31 Hauptprüfung

Die Wirkung des Rostschutzmittels wird nach dem Verhalten von ursprünglich rostfreien Stäben beurteilt, die mit dem Rostschutzmittel versehen in mindestens 3 Versuchskörpern aus Gas- oder Schaumbeton mit den Abmessungen von mindestens 40 cm ·

40 cm · 10 cm und einer Betondeckung von 1 cm eingebettet sind.

Statt dieser Versuchskörper können auch Plattenabschnitte aus der laufenden Herstellung in der Größe von 40 cm · 40 cm verwendet werden. Bei diesen sind die Flächen, an denen die Bewehrungsstäbe geschnitten sind, durch eine wasserdichte Schicht gegen Feuchtigkeit zu sperren.

Frühestens 2 Tage nach dem Härten in gespanntem Dampf sind die Versuchskörper flachliegend bei einer Stützweite von 30 cm in der Mitte mit einer Einzellast von 100 kg zu belasten und danach mindestens ein Jahr lang bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% und rd. 20° Raumtemperatur zu lagern. Nach Ablauf dieser Zeit ist die Bewehrung von Beton zu befreien. Sind die Stäbe frei von Rost oder ist auf einzelnen Stellen, die etwa gleichmäßig über die Stäbe verteilt sind und nicht mehr als 5% der Staboberfläche bedecken, leichter Rostanflug, jedoch kein Blätterrost vorhanden, so kann angenommen werden, daß das Rostschutzmittel für den verwendeten Gas- oder Schaumbeton und das betreffende Herstellungsverfahren geeignet ist.

10.32 Kurzprüfung

Für die laufende Werksüberwachung kann auch ein Kurzversuch durchgeführt werden, bei dem als Versuchskörper mindestens 9 Plattenabschnitte in der Größe von mindestens 40 cm · 40 cm aus der laufenden Herstellung genommen werden. Zwei Drittel der Platten werden bei einer Temperatur von 15 bis 20° und 40 bis 70% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert. Der Rest der Platten wird nach einer Vorbelastung gemäß Abschnitt 10.31 insgesamt 10 mal in Abständen von 3 Tagen je 2 Stunden lang in eine 3%ige Kochsalzlösung gebracht und anschließend an der Luft getrocknet. Darauf wird bei den so behandelten und bei der Hälfte der unbehandelten Probekörper der Beton von der Bewehrung entfernt und der Rostbefall der Stäbe verglichen. Wird bei den mit der Kochsalzlösung behandelten Probekörpern keine stärkere Rostbildung festgestellt als bei den unbehandelten Proben, bzw. als nach Abschn. 10.31 zulässig ist, so darf angenommen werden, daß das Rostschutzmittel für den betreffenden Gas- oder Schaumbeton und das betreffende Herstellungsverfahren geeignet ist.

Versagt das Rostschutzmittel bei diesem Kurzzeitversuch, so ist für die endgültige Beurteilung der Versuch nach Abschn. 10.31 mit den restlichen Probekörpern durchzuführen. Bis zum Abschluß dieses Versuches darf das Rostschutzmittel nicht verwendet werden.

10.4 Nachweis der Durchbiegung

Beim Nachweis der Durchbiegung ist die Platte mit der in Rechnung gestellten Stützweite als Träger auf 2 Stützen zu lagern und die rechnermäßige Last (ständige Last und Verkehrslast) durch 2 Einzellasten in den äußeren Viertelpunkten der Stützweite einzutragen. Die Durchbiegung wird in Feldmitte gemessen, als Ausgangspunkt dienen 2 (0,1 bis 0,2 mm dicke) Drähte, die an den beiden Längsseiten der Platte zwischen je 2 Stiften gespannt sind, die über den Auflagern in halber Plattendicke befestigt werden. Beim Spannen dieser Drähte müssen die Platten hochkant gestellt werden. Vor Beginn der Messungen ist die Platte zunächst $\frac{1}{2}$ Stunde mit der halben Last zu belasten. Sodann ist ohne Entlastung die volle Last aufzubringen und die Durchbiegung zu messen. Die Messungen sind nach $\frac{1}{2}$ Stunde zu wiederholen. Die gemessene größte Durchbiegung unter der vollen Verkehrslast darf nicht größer als $\frac{1}{300}$ der Stützweite sein. Soweit nicht bereits unter voller rechnerischer Last Risse auftreten, ist, wo dies verlangt wird (vgl. Abschn. 11.22), die Belastung zügig bis zur Rißlast zu steigern und anschließend die Durchbiegung zu messen. Diese Messung ist ebenfalls nach $\frac{1}{4}$ Stunde zu wiederholen.

11. Gewährleistung und Überwachung

11.1 Gewährleistung

Der Hersteller hat die Einhaltung aller in diesen Richtlinien festgelegten Maß- und Güteeigenschaften des Gas- oder Schaumbetons, der Bewehrung und der fertigen Platten zu gewährleisten.

11.2 Überwachung

11.21 Selbstüberwachung

Jedes Werk hat die Eigenschaften seiner Erzeugnisse fortlaufend zu prüfen oder diese Prüfung zu veranlassen und dafür zu sorgen, daß die Erzeugnisse den in diesen Richtlinien und den Zulassungsbedingungen entsprechenden. Die Ergebnisse der Selbstüberwachung sind schriftlich niederzulegen und auf Verlangen zu zeigen. Dabei sind die in Abschnitt 3 geforderten Eigenschaften jeder Betongüte mindestens in den unten angegebenen Zeitabständen und jedesmal bei Wechsel der verwendeten Stoffe zu prüfen. Beim Lauf und nach Unterbrechungen des Betriebes ist der Nachweis häufiger zu führen, bis eine gleichbleibende Güte erreicht wird.

11.211 Die Rohwichte des Betons nach Abschn. 10.10 einmal wöchentlich.

11.212 Die Druckfestigkeit des Betons nach Abschn. 10.12 einmal monatlich, mindestens aber einmal für je 500 m³ fertigen Gas- oder Schaumbetons.

11.213 Die Größe des Nachschwindens nach Abschnitt 10.13 halbjährlich.

11.214 Soweit ein Werk die Bewehrungsmatten selbst schweißt oder nachträglich durch das Aufschweißen zusätzlicher Stäbe ergänzt, sind in DIN 1045, § 5, Tafel 1 festgelegten Festigkeitseigenschaften des Betonstahls nach Abschnitt 10.21 zunächst monatlich nachzuweisen und sobald die Prüfung gem. 11.215 monatlich durchgeführt werden darf, vierteljährlich, mindestens aber einmal für je 15 t Bewehrungsstahl.

11.215 Die Tragfähigkeit der im Werk hergestellten Schweißstellen nach Abschn. 10.22 wöchentlich, bis eine gleichbleibende Güte der Schweißverbindungen gewährleistet ist, dann monatlich, mindestens aber einmal für je 15 t Bewehrungsstahl.

11.216 Die Wirksamkeit des verwendeten Rostschutzmittels vor seiner ersten Verwendung nach Abschnitt 10.31, dann nach Abschn. 10.32 halbjährlich.

11.217 Die Durchbiegung gem. Abschn. 10.4 ist mindestens für mindestens eine der im Werk hergestellten Plattentypen an 2 Platten für vollen Last zu messen.

11.22 Überwachung durch eine Prüfstelle

Jedes Werk, das Dach- und Deckenplatten aus wärmeisoliertem dampfgehärteten Gas- und Schaumbeton herstellt, muß seine Erzeugnisse der laufenden Überwachung durch eine dafür anerkannte Prüfanzustalt unterziehen.

Die Prüfung hat sich zunächst darauf zu erstrecken, ob in dem Werk eine einwandfreie und gleichmäßige Herstellung nach diesen Richtlinien möglich ist, besonders, ob die für eine sorgfältige Herstellung erforderlichen Fachkräfte und Einrichtungen vorhanden sind. Außerdem sind bei der Überwachung auch Niederschriften über die Ergebnisse der Selbstüberwachung nachzuprüfen.

Im Anschluß hieran hat die Prüfanzustalt alle in Abschnitt 3 bis 6 geforderten Eigenschaften und Durchbiegung zu prüfen und diese Prüfung im ersten Jahr vierteljährlich zu wiederholen, soweit nicht Abschn. 11.21 längere Fristen angegeben sind.

Durchbiegung ist dabei nach Abschn. 10,4 an je 2 Platten mit Stützweiten bis 3 m, von 3 bis 4 m und von 4 bis 5 m für die volle rechnerische Last und für die Rißlast zu messen.

Später genügt eine halbjährliche Wiederholung der Prüfung der Rohwichte und Druckfestigkeit des Betons und vom Werk geschweißter Bewehrungsmatten, sowie einjährige Wiederholung der Prüfung des Nachschwindens des Rostschutzmittels gem. Abschn. 10,32, sowie der Durchbiegung.

Strassenbautagung in München

Die diesjährige Tagung der Forschungsgesellschaft für das Straßewesen vom 19. bis 22. September wurde nach der Begrüßung durch die Herren Ministerialdirektor Dr.-Ing. H. Kunde, Innenminister des Landes Bayern Geiselhöringer und Oberbürgermeister Thomas Wimmer durch einen ausführlichen Vortrag des Landesministers für Verkehr, Dr.-Ing. Hans-Christoph Seeböhm, geleitet.

Der jetzt in Bonn zur Aussprache und Entscheidung stehende Jahresplan für den Straßenbau soll die Voraussetzungen für den Verkehr schaffen, wie er in 20 Jahren sein wird. Außer der vollständigen Überholung von 8060 km Bundesstraßen ist der Neubau von 1114 Ortsumgehungen mit einer Länge von 3150 km bei einem Kostenaufwand von 3,45 Milliarden notwendig. Weiter ist ein Ausbau des Grundnetzes durch Neubau von 1050 km beabsichtigt.

Im Autobahnbau sind vorgesehen:

erste Stufe	600 km
zweite Stufe	634 „
dritte Stufe	756 „
insgesamt	1990 km

durch das am 21. März 1955 im Bundesgebiet vorhandene Netz um 91,5% erweitert wird.

Für die Bundesstraßen sind 6 Richtquerschnitte festgelegt, die eine Breite zwischen 14 m und 28,5 m haben. Der vorgesehene Ausbau erfordert weiter den Neu- oder Umbau von 1419 Brücken von mindestens 10 m Länge. Radfahr- und Mopedwege sollen bei 100 km des Bundesstraßennetzes ausgeführt werden.

Ministerialdirektor Dr.-Ing. Kunde, Leiter der Abteilung Straßenbau im Bundesverkehrsministerium, sprach über die technischen Aufgaben des Straßenbaues. Linienführung, Trennung der Verkehrsarten und Unterbau, bituminöse Decken und Betondecken erfuhren durch ihn eine kritische Betrachtung. Ebenso wurden Einzelheiten in Planung und Ausführung behandelt. Die Bundesanstalt für Straßenbau bemüht sich um den bis jetzt fehlenden innigen Erfahrungsaustausch in den Einzelheiten der Bauausführung und Unterhaltung auf verwaltungsseitiger Ebene. Diesem Bestreben ist der Bundesrechnungshof unter Hinweis auf das Grundgesetz entgegengetreten. Damit ist der Bundesanstalt weder fachlich noch persönlich die Möglichkeit gegeben, sich ausreichend über die Entwicklung zu informieren.

Die Forschungsgesellschaft für das Straßewesen hat sich als nicht eressengebundene oder betriebsbeengte Organisation für den Erfahrungsaustausch auf breiter Ebene hervorragend bewährt. In den Arbeitsgruppen mit Vertretern aus Wissenschaft, Verwaltung und Unternehmertum klären sich die verschiedenen Ansichten über technische Fragen. Oberstes Ziel ist, durch den Bau guter Straßen den Schrecken unserer Zeit, dem Verkehrsunfall, Einhalt zu geben.

Dr.-Ing. F. Kirchhoff, Leiter der Fachabteilung Straßenbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, forderte unter anderem die Vorverlegung des Haushaltjahres.

Erster Baudirektor O. Sill, Hamburg, sagte: „Während der Ausbau unserer Fernstraßen etwa um 10 Jahre hinter der Entwicklung des Kraftverkehrs herhinkt, ist der Ausbau unserer Stadtstraßen um 40 bis 50 Jahre hinter dieser Entwicklung zurückgeblieben.“ muß angenommen werden, daß in den westdeutschen Großstädten mit über 100 000 Einwohnern in den nächsten Jahrzehnten etwa 1800 km Stadtautobahnen mit einem Kostenaufwand von etwaungsweise 25 bis 30 Milliarden DM gebaut werden müssen, um unserem Stadtverkehr die Bedingungen geboten werden, die im Interesse von Verkehrssicherheit, Gesundheit und Volkswirtschaft liegen.

Stadtbaudirektor R. Auberlen, Düsseldorf, Stadtbaudirektor Oehm, Essen, und Senator Dipl.-Ing. R. Schwedler, Berlin, gingen auf die Stadtplanungen ihrer Städte ein, wobei der letztere insbesondere den jetzt in Berlin begonnenen Schnellstraßen näher erläuterte.

Auf der öffentlichen Sitzung der Arbeitsgruppe Betonstraßen gab Ministerialrat Rötthlein, München, einen reichbebilderten Überblick über den Straßen- und Brückenbau in Bayern. Anschließend machte Dr.-Ing. U. Finsterwalder die Öffentlichkeit mit einem Projekt, das für München ausgearbeitet wurde, bekannt. Eine Autobahn-Hochstraße in Spannbeton, jeweils zweistielig gestützt, mit einem weit über die Stützenflucht ausragenden Kastenträger, soll die wohl allen Autofahrern bekannte Verkehrsnotlage Münchens beheben. Ihre Fahrbahnbreite genügt, um Omnibushaltestellen auf ihr unterzubringen. Regierungsbauinspektor K. Loibl, München, gab einen ausführlichen Überblick über die Besonderheiten des Baues von Startbahnen aus Beton auf Flugplätzen und teilte freimütig die dabei in Bayern gesammelten Erfahrungen mit.

Zu Beginn der Sitzung der Arbeitsgruppe Betonstraßen hatte deren Obmann, Dr.-Ing. H. Minetti, Stellung zu verschiedenen viel erörterten Fragen genommen. Er verlangte eine Überprüfung der Zweckmäßigkeit des Dunkelfärbens von Betonstraßen, da die damit bezweckte Wirkung auch anders zu erreichen ist, und deshalb die durch das Färben bedingte Beeinträchtigung der Sichtverhältnisse bei Nacht nicht gerechtfertigt erscheint, zumal die erstrebte Markierung durch den im Gegensatz zur Fahrbahn hellgefärbten Betonrandstreifen bei Dunkelheit und Regen erfahrungsgemäß nicht mehr wirksam ist.

Eine zweifellos bessere Lösung konnte der Verfasser bei der Fahrt von München nach Stuttgart beobachten, wo auf dem dunkelgefärbten Randstreifen eine weiße Leitlinie aufgebracht ist, die sich bei jedem Licht und Wetter sehr gut abhebt. Die Kosten für das Dunkelfärben von 7,50 m² Autobahn-Fahrbahn dürften bei 3,— bis 4,— DM liegen. Für diesen Preis ließen sich zwei ein Meter lange Leitlinien fraglos aufbringen und mehrfach erneuern. Außerdem dürfte die Erneuerung der kaum befahrenen Randleitlinien nur selten erforderlich werden.

Der Wortlaut aller Vorträge wird in den Schriften der Forschungsgesellschaft veröffentlicht werden.

Sckerl

Internationale Bauausstellung 1957 in Berlin

Die Internationale Bauausstellung — Interbau — zeigt vom 6. Juli bis 29. September 1957 den Wiederaufbau des am Westrand des Berliner Tiergartens gelegenen Hansaviertels in teils fertigen, teils im Bau befindlichen Gebäuden nach Plänen von deutschen und ausländischen Architekten. Unter anderem werden Beispiele rationaler Bauarten, mustergültig eingerichtete Baustellen und bewährte neue Baustoffe gezeigt.

Dazu wird in der Industrieausstellung der Interbau am Funkturm vom 14. bis 29. September eine Leistungsschau der gesamten Bauwirtschaft des In- und Auslandes und ihrer Nebengewerbe gezeigt.

Bücherschau

Seekamp/Möhler: Brandversuche an Hausschornsteinen aus Mauerwerk und Formstücken. Berlin 1956. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Geb. DM 15,40.

Der Bericht umfaßt die Schilderung und Auswertung umfangreicher Versuche, die auf Betreiben des Arbeitsausschusses „Hausschornsteine“ im Fachnormenausschuß Bauwesen vorgenommen wurden. Nach denselben Grundsätzen wurden gleichzeitig in der Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin-Dahlem Hausschornsteine aus Mauerwerk, in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine an der T. H. Karlsruhe solche aus Leichtbetonformstücken auf Verhalten im Brande geprüft.

Bereits während des letzten Krieges waren entsprechende Reihenversuche in der Dahlemer Versuchsanstalt durchgeführt worden, deren Ergebnisse jedoch durch die Kriegswirren verloren gingen. Eine Fortsetzung dieser Versuche erschien umso dringender, als bei fast allen seinerzeit geprüften Schornsteinen Risse auftraten, selbst bei den Vergleichsschornsteinen aus Mauerziegeln. Es galt daher, bei den neuen Versuchen festzustellen, welche Baustoffe für die Herstellung von Hausschornsteinen geeignet sind, und wie ihre Güte durch Versuche einwandfrei nachgewiesen werden kann.

Untersucht wurden Schornsteine aus Mauerziegeln Mz 100 und 150, aus Hochlochziegeln A und B, Gitterziegeln, Kalksandvollsteinen, Hüttensteinen HS 100, Naturbimsvollsteinen V 25/08, Hüttenbimsvollsteinen V 25/1,0, Schlackenvollsteinen V 50/1,4, Ziegelsplittvollsteinen V 25/1,0 sowie V 75/1,4. Die Prüfergebnisse zeigten eindeutig, daß die in der DIN 4102 Blatt 3 festgelegten Versuchsbedingungen zu scharf sind, da sämtliche Baustoffe und Bauarten, einschließlich der Mauervollziegel, bei Abschluß des Brandversuches

zum Teil erhebliche Risse aufwiesen oder zu hohe Temperaturen an den Außenwandungen der Schornsteine hatten. Es wurden daher noch ergänzende Versuche unter veränderten Heizbedingungen durchgeführt, die den beobachteten Verhältnissen während des Ausbrennens von Hausschornsteinen angepaßt wurden. Ergänzend wurden auch noch Brandversuche an Schornsteinen vorgenommen, bei denen die Prüfkörper in Wandstücke verschiedener Bauart eingebaut waren.

Der sehr ausführlich gehaltene Bericht, dessen Anschaulichkeit durch zahlreiche Zeichnungen und Fotos zweckmäßig unterstützt wird, gibt ein gutes Bild über die Eignung der verschiedenen Baustoffe für den Bau von Hausschornsteinen. Die Arbeit wird dadurch besonders wertvoll, daß sie das bestehende Prüfverfahren nach DIN 4102 für Hausschornsteine kritisch beleuchtet. Anregungen für eine Änderung dieses Verfahrens gibt und Grundlagen für die Beurteilung des Prüfbefundes nach der Brandprüfung schafft, vornehmlich auch hinsichtlich der beim Brandversuch auftretenden Risse. Sie beantwortet auch die bisher umstrittene Frage einer Bewehrung der Schornsteine aus Formstücken. So ist die Schrift eine Fundgrube für jeden, der sich beruflich mit Hausschornsteinen zu befassen hat.

Die Auswertung dieser Versuchsergebnisse fand ihren ersten Niederschlag im Normblatt DIN 18150 „Hausschornsteine — Formstücke aus Leichtbeton mit Querschnitten bis 700 cm²“. Die Schrift wird auch für die in Angriff genommene Neubearbeitung der DIN 4102 „Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauarten gegen Feuer und Wärme“ von großem Wert sein. Saenger

Guldan, R. †: Die Cross-Methode und ihre praktische Anwendung. Wien 1955, Springer-Verlag, 472 Seiten, 800 Textabbildungen, 75 Tafeln und 46 Zahlenbeispiele. Ganzleinen 72,— DM.

Trotzdem sich mit der weltbekannten und vielseitig anwendungsfähigen „Cross-Methode“ die verschiedensten in- und ausländischen Fachzeitschriften und Lehrbücher bereits eingehend befaßt haben, fehlte bisher dennoch über dieses Fachgebiet ein zusammenfassendes Werk, in welchem einerseits die grundlegenden statischen Zusammenhänge systematisch und leicht verständlich dargestellt sind, und welches andererseits auch die für eine zeitsparende Anwendung nötigen Hilfsmittel in Form von übersichtlichen Kurven- und Zahlentabellen enthält. Diese Lücke wurde nun durch das Erscheinen dieses sorgfältig ausgestatteten Buches geschlossen. Der Name des Verfassers, der als Autor, Hochschullehrer, Berater Ingenieur und Prüflingenieur einen hohen Ruf hatte, bürgt für die Güte des Werkes.

Im Ersten Teil des Buches ist die Cross-Methode im allgemeinen behandelt. Nachdem zu Beginn des ersten Abschnittes die bekannten statischen Rechnungsgrundlagen und die wichtigsten Begriffe der Rahmenstatik ausführlich behandelt worden sind, folgt an Hand von 309 nach ihren Verschiebungsmöglichkeiten geordneten, symmetrischen und unsymmetrischen Tragwerkformen eine eingehende Erläuterung des Wesens der unverschieblichen und verschieblichen Systeme. Diese Darstellung wird besonders wegen ihrer einprägsamen und anschaulichen Art von den Anfängern begrüßt werden, denen erfahrungsgemäß diese Fragen immer erhebliche Schwierigkeiten bereiten. Im zweiten Abschnitt wird, und zwar der Einfachheit halber zunächst an Tragwerken ohne Vouten, das Cross-Verfahren prinzipiell erläutert und auf unverschiebliche und verschiebliche Tragwerke angewendet. Im Anschluß an die nötigen theoretischen Erläuterungen folgt jeweils eine knapp zusammengefaßte Beschreibung des praktischen Rechnungsganges, in der stets auf die zu benutzenden Gleichungen und Tafeln hingewiesen wird. 12 zahlenmäßig vollständig durchgeführte „Einführungsbeispiele“ unterstützen das leichte Verständnis. Im dritten Abschnitt werden in derselben Weise die Tragwerke mit Vouten behandelt, wobei die nötigen Festwerte und Vollenspannmomente mit Hilfe der im Dritten Teil des Buches wiedergegebenen numerischen und graphischen Tafeln stets rasch und sicher bestimmbar sind. Im vierten Abschnitt werden 2 Verfahren für die Berechnung von Einflußlinien wiedergegeben, während schließlich im fünften Abschnitt die vorgegebenen Verschiebungen und die durch die Längskräfte bedingten elastischen Stabverkürzungen behandelt werden.

Im Zweiten Teil des Buches wird an 34, in allen Einzelheiten durchgerechneten, dem Industrie- und Brückenbau entnommenen Beispielen die Anwendung in einer der Praxis entsprechenden Form gezeigt. Dabei wurde auf eine leicht überprüfbare Anordnung der Rechnung großer Wert gelegt.

Der Dritte Teil des Buches bringt insgesamt 75 Tafeln, darunter auch solche für Einflußlinien, teils in Zahlen- teils in Kurvenform. Da

die übersichtliche Anordnung und Ausstattung dieser Hilfsblätter eine leichte und bequeme Handhabung verbürgen und außerdem ihre Engmaschigkeit nur eine geringe Zwischenschaltungsarbeit fordert, ist besonders dieser Buchteil für den rechnenden Ingenieur äußerst wertvoll.

Dieses Werk wird nicht nur bei den ausübenden Praktikanten sondern auch bei den Studierenden großen Anklang finden.

Grub

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Böhm: Zur Berechnung runder Silozellen für Zementlagerung. B. u. St. 1956, Heft 2, S. 29 ... 36, Heft 3, S. 59 ... 62.

I. Zuschrift

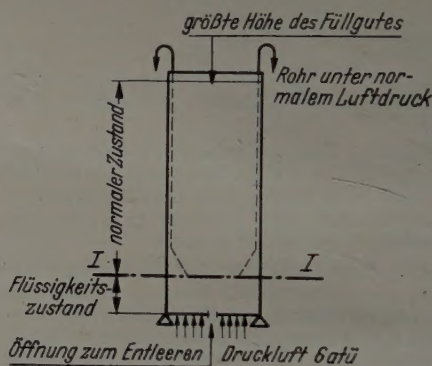
Dr.-Ing. Franz Böhm bringt eine wertvolle Berechnung der runden Silozellen für Zementlagerung in luftgemischtem Zustand unter hoher Druckluft. Die Schlußfolgerungen zeigen eine erhebliche Verstärkung der Betonwandungen wie auch der Stahleinlagen, die den großen Unterschied zwischen Lagergut mit innerer Reibung einerseits und Lagergut, das die Eigenschaften einer Flüssigkeit angenommen hat, andererseits, zurückzuführen ist.

Wenn man diese erheblichen Unterschiede im Baustoffbedarf beseitigen sucht, kommt man zu folgender Schlußfolgerung: Einblasen der Druckluft soll gleichzeitig innige Durchmischung bewirken und das Ablassen des Zements erleichtern. Wenn wir der ersten Aufgabe zurückhaltend sind, führt die Bewegung des Zements auf beschränkter Höhe zum zweiten Ziel; es ist anzunehmen, daß eine Schicht von 20 ... 30 cm genügt, um die

Leistung zu sichern, mit der normale Druckluft (1 atü) in der Höhe des Schnittes I (s. Bild) erreicht werde, wenn man eine Zahl von Rohren an der Wand anbringt, die oben außerhalb der Decke enden und umschräg auf die Fläche etwa 20 ... 30 cm oberhalb des Bodens verteilt sind.

Zur Vermeidung des Eindringens des Zements in die Rohre wird vorgeschlagen, die gleichen Keramikelemente, die auf dem Boden der Einführung der Druckluft verwendet wurden, als Sieb an den unteren Enden der Rohre einzuführen.

Das gleiche gilt auch für umschnürte Zellen.



Schnitt II

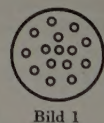


Bild 1

Die Einrichtung ist gleichzeitig für alte sowie für neu gebaute Silozellen verwendbar. Sie ist durch rumänisches Patent geschützt.

Wenn die Zement-Fabriken durch Versuche zu der Ansicht gekommen sind, daß Homogenisierung auf die volle Höhe des Gutes für gewisse Patentzemente vorzunehmen ist, bleibt das Berechnungsverfahren von Herrn Dr.-Ing. Franz Böhm ein wertvoller Beitrag zum Entwerfen von runden Silozellen für Zementlagerung.

Prof. Dr. Constantinescu-Cătuneşti

Erwiderung

Eine Stellungnahme zu der Zuschrift von Herrn Prof. Dr. Constantinescu-Cătuneşti steht mir als Bauingenieur nicht zu. Zur Beurteilung sind nur Zementtechnologien und Zementmaschinenfabriken berufen. Erstere zur Begutachtung, ob nur teilweise luftgemischte Zemente in gewissen Fällen einen noch befriedigenden Zement liefern, letztere zur Begutachtung einer Durchführbarkeit der Leitung von überschüssiger Druckluft nach außen.

Die Vorschläge sind jedenfalls neu und interessant; sie können den Zementmaschinenfabriken fruchtbare Anregungen geben.

Böhm